DIE BAUTECHNIK

UNIVERSITY OF
ILLINOIS LIBRARY
AT URBANA-CHAMPAIGN
ENGINEERING

Digitized by the Internet Archive
in 2026 with funding from
University of Illinois Urbana-Champaign

https://archive.org/details/diebautechnik5192unse

DIE BAUTECHNIK

FACHSCHRIFT
FÜR DAS GESAMTE BAUINGENIEURWESEN

SCHRIFTLEITUNG
GEH. REGIERUNGSRAT A. LASKUS

V. JAHRGANG
1927

MIT 2630 TEXTABBILDUNGEN

BERLIN 1927
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

Alle Rechte vorbehalten. — Nachdruck verboten.

620.5
BAU
v.5

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

Inhalts-Verzeichnis des 5. Jahrganges, 1927.

V = Vermischtes. *Z* = Zuschrift.

Seite

Abwasserkanäle, offene, Auskleidung 406, 430
Achensee-Kraftwerk, Inbetriebnahme. *V* . 646
— Entstehung. *V* 709
— Geschweißte Rohrleitungen. *V* 760
Adlershof b. Berlin, Funktürme. *V* . . . 31
Aistaig. Stollen Neckarkraftwerk A. . . . 13
Akademie des Bauwesens. Gutachten betreffend das Schiffshebewerk bei Niederfinow. *V* 459
Akron (Ohio). Herstellung eines Entwässerungskanals in Tunnelbauweise. *V* . 507
Alsum. Rheindeich bei A. 715
Altenrhein bei Rorschach. Das Hauptgebäude der Werftanlage der A.-G. für Dornierflugzeuge 461, 478
Amerikanische Erfahrungen im Bau von Talsperrendämmen nach dem Spülverfahren 75
Ankündigungsbaken für Eisenbahn-Vorsignale. *V* 257
Anstrich. Wissenschaftliche Grundlagen des A. *V* 709
Aquädukt. Riofrio-A. *V* 410
Arizona. Ausführung der Coolidge-Staumauer als Reihenkuppel. *V* . . . 79
Athen. Neugestaltung der Trinkwasserversorgung der Städte A. und Piräus . 239
Aufbereitungsanlagen für Schotterbeton . 389
Ausschuß für Prüfingenieure für Statik. *V* 77
Automobiltunnel s. Tunnel.
Bach, C. v., Staatsrat, Exzellenz, Dr.-Ing. ehr., 80 Jahre alt. *V* 139
Bachstein, Hermann, Dr.-Ing. ehr. *V* . . 30
Bagger s. Baumaschinen.
Bahnhöfe. Erneuerung der großen Bahnhofshallen Schlesischer Bahnhof, Alexanderplatz und die Instandsetzung der kleinen Bahnhofshallen Bahnhof Börse, Zoologischer Garten und Lehrter Stadtbahnhof. *V* 678
Baltzer, Fr., Geheimer Oberbaurat, Professor, Berlin, 70 Jahre alt. *V* 386
Bangkok (Siam). Brücke über den Menam. *V* 233
Bauausstellung in Moskau 1928. *V* . . . 762
Baugrund. Druckverteilung 418, 445
Baumaschinen und Baugeräte. Doppeltwirkender Stoßhammer Bauart Mc Kiernan-Terry. *V* 19
— Materialprüfungsmaschine. *Z* 68
— Leuchtturmbergung durch einen 250-t-Schwimmkran. *V* 92
— Molenbau durch Schwerlast-Drehscheibenkrane. *V* 112
— Versetzen sechs Tonnen schwerer Hallenträger durch einen Universal-Raupenkran. *V* 128
— Baustahl St 48 im Kranbau. *V* 140
— Rammgerüst mit verstellbaren Läuferruten. *V* 234
— Betonieren mittels Bandtransportanlage beim Bau der Doppelschleuse Mannheim des Neckarkanals. *V* 242
— Befestigung von Kranbahnschienen. *V* . 280
— Neuzeitliche Bagger- und Absetzer-Maschinen der Fried. Krupp A.-G. in Essen 356
— Neues Bauverfahren bei der Untergrundbahn in Hamburg 365
— Auftragen von Tunnelquerschnitten mittels des Pantographen (Storchschnabels). *V* 387
— Aufbereitungsanlagen für Schotterbeton . 389
— Bandförderung des Baustoffs im Tunnelbau 607

Seite

Baumaschinen und Baugeräte. Fahrbares Gerüst zum Verlegen von Rohrleitungen. *V* 630
— Bau von Eisenbetonbrücken mittels eines oberen verschiebbaren Arbeitsgerüstes. *V* 658
— Zweckmäßig eingerichtete Brückenbaustelle. *V* 694
— Maschineller Kippbetrieb 695
— Amerikanische „Raupen"-Löffel- und Grabenbagger 721, 742
Baustahl. Neue Versuche mit F-Stahl . . 17
— Neue Stahlsorte: High-Silicon-Steel. *V* . 222
— Silizium-Baustahl aus dem Siemens-Martin-Ofen 247
— mit Kupferzusatz 477
— Siliziumstahl. *V* 496
— I-Träger in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. *V* 680
Baustelleneinrichtung. Zweckmäßig eingerichtete Brückenbaustelle. *V* . . 694
Baustoffe s. a. Baustahl.
— Vorausberechnung von Betondruckfestigkeiten und des dazu erforderlichen Mischungsverhältnisses in den Vereinigten Staaten von Amerika . . . 63
— Feuchtigkeitsgehalt und Festigkeit von Eschenholz und Sperrholz. *V* . . . 245
— Beseitigung von Zementputz durch Feuer. *V* 424
— Dauerversuche mit Schweißverbindungen. *V* 471
— Abbindestörungen bei Verwendung von Tonerdezement zu Gründungsbauten. *V* 472
— Veredlung des Holzes (Lignostone). *V* . 519
— Zweckmäßige und wirtschaftliche Betonmischungen für Wasserbauten, im besonderen der Zement-Kalk-Traß-Beton . . . . . 566, *Z* 726
— Linoleumböden auf Betondecken. *V* . . 630
— Normenfestigkeiten gewöhnlicher und hochwertiger Zemente. *V* 711
— Werkstoff-Frage im Eisenbau. *V* . . . 712
— im Seewasser. *V* 712
— Thuramentbeton 734
— Benennungen im Teerstraßenbau. *V* . . 750
— Normung des Schotters 807
Beccles (England). Erneuerung und Verbreiterung der Drehbrücke. *V* . . . 422
Becker, K., Eisenbahnoberingenieur, Darmstadt. Das Einstampfverfahren für die Gleisbettung beim Verlegen des neuen Oberbaues der Deutschen Reichsbahn 229
— Ankündigungsbaken für Eisenbahn-Vorsignale. *V* 257
— Befestigungsmittel für Gleisschienen auf Beton und Mauerwerk der Lösch- und Arbeitsgruben. *V* 386
— Signalmeldeanlagen für Bremsuntersuchungen und Bremsproben im Eisenbahnbetriebe 650
Berlin. Funkturm. *V* 376
— Eröffnung der I. Teilstrecke der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln. *V* . 484
— Unterfangungsarbeiten beim Bau der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln am Cottbusser Tor. *V* . . . 616
— Erneuerung der großen Bahnhofshallen Schlesischer Bahnhof, Alexanderplatz und die Instandsetzung der kleinen Bahnhofshallen Bahnhof Börse, Zoologischer Garten und Lehrter Stadtbahnhof. *V* 678

Seite

Berlin-Adlershof. Funktürme 31
Berlin-Friedrichshagen. Eröffnung des Fußgängertunnels. *V* 422
Bernhard, R., Dr.-Ing., Regierungsbaumeister a. D., Berlin. Vorausberechnung von Betondruckfestigkeiten und des dazu erforderlichen Mischungsverhältnisses in den Vereinigten Staaten von Amerika 63
— Ein neuer Fahrzeugtunnel in Oakland (Kalifornien) 277
— Eine Kabelhängebrücke über den mittleren Hudson im Bau. *V* 398
Berrens, B., Prof. Dr.-Ing. ehr., †. *V* . . 726
Berrer, Dr., Tungchi Techn. Hochschule, Woosung (China). Hochwasserschutzpläne für das Kantondelta 217
Beton s. Baustoffe.
Betonmischungen, zweckmäßige und wirtschaftliche, für Wasserbauten, im besonderen der Zement-Kalk-Traß-Beton . . . . . 566, *Z* 726
Beyer, K., Prof. Dr.-Ing., Dresden. Die Köln-Mülheimer Brücke 758
Bierett, G., Dipl.-Ing., Berlin. Die größte Materialprüfungsmaschine der Welt. *V* 68
Biermann, E., Regierungsbaumeister Dr.-Ing., Berlin. Bandförderung des Baustoffs im Tunnelbau 607
Binnenschiffahrtskongreß am Rhein. *V* . 693
Birk, A., Professor Dipl.-Ing. Dr., Prag. Die eiserne Hohlschwelle mit starrer Schienenbefestigung 259
Bock, Oberbaurat, Köln. Die neuen Hafen- und Industrieanlagen der Stadt Köln bei Köln-Niehl 509, 595
Bohny, F., Baurat Dr.-Ing., Sterkrade (Rhld.). Silizium-Baustahl aus dem Siemens-Martin-Ofen 247
— Baustahl mit Kupferzusatz 477
— 60 Jahre alt. *V* 811
Böker, Dr.-Ing., Bergrat, Honorarprofessor. *V* 234
Brandt, C., Düsseldorf. Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken. *V* 424
Brans, Fr., Direktor, Ehrensenator der Technischen Hochschule Karlsruhe. *V* . 507
Bremen. Inbetriebnahme einer neuen Flugzeughalle auf dem Bremer Flughafen 443
Bremerton (Wash.). Gründung neuer Kaianlagen auf zylindrischen Eisenbeton-Brunnen. *V* 316
Briske, R., Regierungsbaumeister, Oberingenieur, Berlin. Die Erdbebensicherheit von Gebäuden . . 425, 453
— Die Erdbebensicherheit von Ingenieurbauten 547
Brücken s. a. Statik, Vorschriften.
— Allgemeines:
— — Brückenbau und Ingenieurhochbau im Jahre 1926 1
— — Wirkung wagerechter Kräfte bei eisernen Brücken 29
— — Längsträgeranschlüsse für Brücken. *Z* 115
— — Wiederherstellung massiver Bogenbrücken. *V* 126
— — Br. aus Beton mit und ohne Steinverkleidung 199
— — Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken 367, 393
— — — Nachträge. *V* 424, 472

869243

Seite

Brücken, Allgemeines: Beitrag zur Vervollkommnung der Drahtkabel-Hängebrücken 373
— — Walzgelenke für eiserne Kragträger-Brücken 433
— — Berechnung gewölbter Talbrücken auf hohen, elastischen Pfeilern bei räumlichem Kraftangriff mittels des Formänderungsverfahrens . . 449, 481, 503
— — Grundzüge für ein Verfahren zur dynamischen Untersuchung von Brücken . 598
— — Bau von Eisenbetonbrücken mittels eines oberen vorschiebbaren Arbeitsgerüstes 658
— Eisenbahnbrücken:
— — Lagerung der Gleisschienen auf Eisenbahnbrücken 72
— — Oberbau- und Brückenverstärkungen bei der Paris-Lyon-Mittelmeerbahn. *V.* 79
— — Erneuerung der E.-Br. über die Elbe bei Hämerten 93, 439, 465
— — Ausbesserung und Verstärkung der Rhônebrücke bei Chasse. *V* . . . 114
— — Umbau des Hornberger Talüberganges bei km 42,3 der Schwarzwaldbahn . 141
— — Festigkeitsberechnung der neuen Pregelbrücke in Königsberg (Pr.) 181, 556
— — Sciotoville-Br. *V* 219
— — Umbau der E.-Br. über die Mosel bei Güls 235, 287
— — Beschleunigte Brückenauswechslung bei Granite (Idaho). *V* 245
— — Erneuerung des eisernen Überbaues von Eisenbahnbrücken in Ostpreußen. *V* 268
— — Die erste Siliziumstahl-Brücke der Deutschen Reichsbahn (über die Drage bei Kreuz). *V* 386
— — Umbau der Murgbrücke bei Rastatt, km 96,9 der Badischen Hauptbahn . 401
— — Erneuerung und Verbreiterung zweier englischer Drehbrücken. *V* 423
— — Lager für die Sydney-Hafenbrücke. *V* 471
— — Rammen von Pfählen unter Zuhilfenahme von Sprengstoff. *V* 484
— — Einbau einer Hubbrücke ohne Störung des Betriebes 489
— — Pancevo-Brücke. *V* 507, 694
— — Hölzerne Jochbrücke von 62,20 m Höhe und 272 m Länge (Tacoma, Wash.). *V.* 508
— — Erneuerung der Ostbahnbrücken über Oder und Warthe bei Cüstrin . . . 533
— — Umbau der Brücke über die Silberwiese bei Stettin 611
— — Neuere Verstärkungen von Massivbrücken für die Deutsche Reichsbahn, Gruppe Bayern 622, 654
— — Umbau der Dragebrücke bei Kreuz . 659
— — Erneuerung der eisernen Überbauten der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel . . . . . 662, 686, *Z* 814
— — Umbau der eisernen Überbauten der Brücke über die Leda der Strecke Münster—Emden 727
— — Umbau der E.-Br. über die Dievenow bei Wollin 803
— — Das Brückenbauwesen der Staatseisenbahnen in der Sowjetunion 808
— — Einsturz beim Zusammenbau einer Mississippi-Brücke. *V* 813
— Straßenbrücken:
— — Allegheny-Br. in Pittsburgh. *V* . . 31
— — Wiederherstellungsarbeiten einer Beton-Str. über zwei Eisenbahn-Hauptgleisen in Rosengarten bei Frankfurt a. d. O. 33
— — Schwedische Normen für eiserne Str. 40
— — Vier Brückenverschiebungen beim Bau der dritten Schleuse Münster . . . 45
— — über den Rhein in Köln-Mülheim:
— — — Wettbewerb-Ergebnis. *V* . . . 56
— — — Beschreibung von Entwürfen. 57, 69, 105, 134, 215, 274, 298
— — über den Rhein in Köln-Mülheim, Erklärung . . . . . 377, *Z* 758
— — — Gründung der Landwiderlager mit Grundwasserabsenkung oder Unterwasserschüttung . . . . 380, *Z* 532

Seite

Brücken, Straßenbrücken: Verstärkung alter gemauerter Bogenbrücken. *V* . . . 67
— — Memelbrücke. *V* 68
— — Moselbrücke Kochem—Kond. *V* . . 92
— — über den Rhein bei Wesel. *Z* . . 104
— — Druckluftgründung mit Eisenbetonsenkkasten für die San-Telmo-Brücke in Sevilla. *V* 113
— — Hebung und Wiederherstellung einer durch Hochwasser beschädigten Br. bei Wesel 226
— — über den Menam bei Bangkok. *V* . 233
— — Ergebnis des internationalen Wettbewerbs für die feste Straßenbrücke über den Niemenfluß in Kowno, Litauen. *V* 257, 293
— — Eisenbetonbogenbrücke über d. Oued Saf-Saf bei Philippeville in Algier. *V* 270
— — Bau einer elektrischen Hubbrücke über den Hunte-Ems-Kanal innerhalb der Stadt Oldenburg 307, 381
— — Floridsdorfer Br. über die Donau in Wien 339
— — Wettbewerb zum Neubau der Hochzoller Straßenbrücke:
— — — Ergebnis. *V* 375
— — — Beschreibung der Entwürfe . 497, 525
— — Kabelhängebrücke über den mittleren Hudson im Bau. *V* 398
— — Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken. *V* 409
— — Seitliche Verschiebung einer Straßenbrücke ohne Verkehrsstörung. *V* . 435
— — Delaware-River-Brücke zwischen Philadelphia und Camden . . 513, *Z* 411
— — Lager für die Sydney-Hafenbrücke. *V* 471
— — Königinbrücke in Rotterdam 489, *V* 531
— — im Hafengebiet von New York. *V* . 606
— — 92 m weitgespannte Eisenbeton-Bogenbrücke (über den Oued Mellègue, Tunis). *V* 628
— — Entwurf einer Br. über den Hengsteysee bei Hagen 638
— — Umbau einer alten eisernen Br. in eine Eisenbetonbrücke. *V* 679
— — 1066 m weit gespannte Hängebrücke über den Hudson. *V* 709
— — Zerstörung der Rheinbrücke bei Tavanasa. *V* 749
— — Beabsichtigter Neubau der Str. über den Menai-Kanal. *V* 749

Bücherschau.

Andreae, Der Bau langer tiefliegender Gebirgstunnel 362
Anger s. Hoff.
Bartel s. Stueck.
Bleich und Melan, Taschenbuch für Ingenieure und Architekten 205
Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau, 4. Aufl., I. Bd. 203
Bronneck, Holz im Hochbau 207
— Die Preisermittlung der Zimmererarbeiten und ihre technisch-kaufmännischen Grundlagen 793
Burchartz, Jordan, Schluckebier u. Rappold, Der Baustoff und seine Verarbeitung, 4. Aufl. (III. Bd. des Handbuches für Eisenbetonbau) 797
Cauer, Personenbahnhöfe, Grundsätze für die Ausgestaltung großer Anlagen, 2. Aufl. 363
Craemer, Der elastisch drehbar gestützte Durchlaufbalken 588
Dammer u. Tietze, Die nutzbaren Mineralien mit Ausnahme der Erze und Kohlen, 2. Aufl., I. Bd. 593
David s. Vianello.
Diem u. Seyffert, Sportplatz und Kampfbahn, 2. Aufl. (Heft 2 der Beiträge zur Turn- und Sportwissenschaft) . . 203
Eisfelder, Betonzusammensetzung u. Druckfestigkeit (Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft XXXI) 361
Fellenius, Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen 204
Franzius u. Richter, Der Grundbau (Handbibliothek für Bauingenieure, III. Teil, 1. Bd.) 797

Seite

Bücherschau. Frey s. a. Lueger.
— Die Rheinschiffahrt nach Basel . . . 364
— Das Kembser Kraftwerk vor dem französischen Parlament 587
Gehler, Erläuterungen mit Beispielen zu den Eisenbetonbestimmungen 1925, 4. Aufl. 798
Göldel s. Ramisch.
Graf, Der Aufbau des Mörtels und des Betons, 2. Aufl. 801
— Versuche mit allseitig aufliegenden, rechteckigen Eisenbetonplatten unter gleichmäßig verteilt. Belastung, II. Teil (Heft 56 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton) 207
— Versuche über den Einfluß niedriger Temperaturen auf die Widerstandsfähigkeit von Zementmörtel und Beton (Heft 57 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton) 589
Grün, Der Zement 801
Grüning, Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung 206
Hauska, Talsperren (Heft 1 von „Berechnung forsttechnischer Bauwerke") . . 208
Henkel, Der Eisenbetonbau, Teil II, 4. Aufl. 210
Herzka, Der Bauratgeber (8. Aufl. von Junk, Wiener Bauratgeber) 802
Höfer, Die Absteckung von Gleisbogen aus Evolventenunterschieden . . . 801
Hoff, Kumbier und Anger, Das deutsche Eisenbahnwesen d. Gegenwart, 3. Ausgabe 592
Hoffmann-Klett, Ratgeber für Bauführer und Poliere im Eisenbetonbau, 2. Aufl. 589
Hotopp, Bewegliche Brücken, II. Teil . . 593
Jordan s. Burchartz.
Junk s. Herzka.
Kammerer, Der durchlaufende Träger über ungleiche Öffnungen 592
Kann, Durchlaufende Eisenbetonkonstruktionen in elastischer Verbindung mit den Zwischenstützen 592
Kelen, Die Staumauern 208
Kemmann, Kritische Betrachtungen zur Frage der Rheinisch-Westfälischen Städtebahn 590
Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil III, 4. Aufl. 796
— Freitragende Holzbauten, 2. Aufl. . . 364
Kleinlogel, Bewegungsfugen im Beton- und Eisenbetonbau 362
— Mehrstielige Rahmen, 2. Aufl. . . . 799
Klett s. Hoffmann.
Krüger, Asphaltstraßenbau 364
Kuchler, Die zeitgemäße Grünfutterkonservierung 363
Kumbier s. Hoff.
Lazarovich-Hrebelianovich, The Danube-Aegean Waterway Project 594
Lichtenauer, Die geographische Verbreitung der Wasserkräfte Mitteleuropas . . 594
Lindquist, Formel zur Berechnung mittlerer Geschwindigkeit in offenen Leitungen 796
Lohmeyer s. Brennecke.
Löser, Bemessungsverfahren, 2. Aufl. . . 587
Lueger, Lexikon der gesamten Technik und ihrer Hilfswissenschaften, 3. Aufl., III. Bd. 801
zur Megede (u. Wesslau), Wie fertigt man technische Zeichnungen? 8. Aufl. . 593
Melan s. a. Bleich.
— Der Brückenbau, III. Bd., 1. Hälfte, I. Teil, 3. Aufl. 594
Merkle, Wasserdurchlässigkeit von Beton in Abhängigkeit von seinem Aufbau und vom Druckgefälle 796
Millies, Räumliche Vieleckrahmen mit eingespannten Füßen 802
Möller, Die Wellen, die Schwingungen und die Naturkräfte, I. Teil, Lfg. 1 . . . 361
Möllering, Die Sicherungs-Einrichtungen für den Zugverkehr auf den deutschen Bahnen 207
Müller-Breslau, Graphische Statik der Baukonstruktionen, I. Bd., 6. Aufl. . . . 210
Naue, Der deutsche Grünfuttersilo . . . 204
Nenning, Moderne Holzbauweisen, 3. Aufl. 592

Seite

Bücherschau. Pasternak, Berechnung vielfach statisch unbestimmter biegefester Stab- und Flächentragwerke, I. Teil 800
Petry, Deutsche Betonstraßen 1925 . . . 208
Petzold, Elementare Raumakustik . . . 209
Pöschl s. Terzaghi.
Ramisch-Göldel, Eisenbeton-Zahlentafeln, 2. Aufl. 593
Randzio, Stollenbau 795
Rappold s. Burchartz.
Rendschmidt s. Tolkmitt.
Riepert, Betonstraßenbau in Deutschland 208
— Zement-Kalender 1927 362
Saliger, Praktische Statik, 2. Aufl. . . . 361
Schaeffer, Arbeitsrecht 802
Schluckebier s. Burchartz.
Schmid, Statische Probleme des Tunnel- und Druckstollenbaues und ihre gegenseitigen Beziehungen 209
Schoklitsch, Geschiebebewegung in Flüssen und an Stauwerken 207
Schütze, Die Handhabung des Rechenschiebers 798
Seyffert s. Diem.
Staus, Maschinenuntersuchung, I. Bd., 2. Aufl. 589
Stern, Moderne Grundbautechnik, II. Teil: Theorie der Tiefschachtgründungen mit der Grundkörpermaschine 363
Straßner, Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke, 3. Aufl., II. Bd. . 797
Striepling, Elemente des Eisenbaues . . 798
Stueck u. Bartel, Taschenbuch für den gesamten Straßen- und Wegebau, 18. Jahrg., 1927 205
Terzaghi u. Pöschl, Berechnung von Behältern nach neueren analytischen und graphischen Methoden, 2. Aufl. . . 204
Thoma, Mitteilungen des Hydraulischen Instituts der Technischen Hochschule München, Heft 1 362
Tietze s. Dammer.
Tolkmitt u. Rendschmidt, Bauaufsicht und Bauführung, 5. Aufl., III. Bd. . . . 799
Vianello u. David, Der Eisenbau, ein Handbuch für den Brückenbauer und Eisenkonstrukteur, 3. Aufl. 799
Weese, Eisenbeton-Zahlentafeln, Teil III, 3. Aufl. 798
— — Teil IV, 3. Aufl. 594
— — Teil V, 3. Aufl. 800
Wesslau s. zur Megede.
Zeissl, Moderne Grundbautechnik, I. Teil: Die Kurzschachtgründungen mit der Grundkörpermaschine 205
Ziegler, Der Talsperrenbau, 3. Aufl., II. Bd. 204
Allgemeine Bestimmungen für die Vergebung von Bauleistungen, Ausgabe Mai 1926 800
Allgemeine Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen . . . 800
Anlagensammlung zu den Technischen Vorschriften für Bauleistungen (V. O. B.), Normen, Vorschriften, Erlasse . . . 801
Beiträge zur Turn- und Sportwissenschaft, Heft 2: Sportplatz und Kampfbahn, 2. Aufl. 203
Berechnung forsttechnischer Bauwerke, Heft 1: Talsperren 208
Beton-Kalender 1928 800
Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 56: Graf, Versuche mit allseitig aufliegenden, rechteckigen Eisenbetonplatten unter gleichmäßig verteilter Belastung 207
— Heft 57: Graf, Versuche über den Einfluß niedriger Temperaturen auf die Widerstandsfähigkeit von Zementmörtel und Beton 589
DIN-Normblatt-Verzeichnis, Frühjahrsausgabe 1927 364
Ein Industriebau von der Fundierung bis zur Vollendung 799
Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft XXXI, Eisfelder: Betonzusammensetzung und Druckfestigkeit 361
Handbibliothek für Bauingenieure, III. Teil, 1. Bd.: Der Grundbau 797
Handbuch für Eisenbetonbau, 4. Aufl., III. Bd.: Der Baustoff und seine Verarbeitung 797

Seite

Bücherschau. „Hütte", Des Ingenieurs Taschenbuch, 25. Aufl., IV. Bd. . . 361
Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen 1926 207
Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, 8. Bd., 1925 593
Mitteilungen des Hydraulischen Instituts der Technischen Hochschule München, Heft 1 362
Mitteilungen über Versuche des Österreichischen Eisenbeton-Ausschusses, Heft XI 800
Mitteilungen vom Verband deutscher Patentanwälte 801
Rapports présentés par l'Associazione Nationale Industrie Elettriche (Aniel) 205
Schweizerische Ingenieurbauten in Theorie und Praxis 588
Die Städteheizung 589
Straßenbau mit Spramex und Mexphalt . 802
Taschenbuch für den gesamten Straßen- und Wegebau, 18. Jahrg., 1927 . . 205
Taschenbuch für Ingenieure und Architekten 205
Theorie und Praxis der autogenen Schweißung 802
„Vorläufige Bestimmungen für Holztragwerke (B H)" der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 21, 84
Vorläufige Richtlinien für die Ausführung von Bauwerken aus Beton im Moor, in Moorwässern und ähnlich zusammengesetzten Wässern 587
Zement-Kalender 1927 362
Eingegangene Bücher . 210, 364, 594, 802
Buchholz, Regierungs- und Baurat Dr.-Ing., Coblenz. Die Kanalisierung des Mains und die Einführung der Walzenwehre 23
Buer, N., Oberbaurat, Hamburg. Automobiltunnel unter dem Hafen in Kopenhagen. *V* 18
— Ein Straßenstück für Versuchszwecke. *V* 103
— Über Pfahlrammung im Tonboden . . 253
— Entwässerungskanal „Gran Colector" in Argentinien 254
Buhle, M., Geheimrat, Professor in Dresden. Die Kohlen-Förder- und Lageranlagen der Farbwerke vorm. Meister, Lucius & Brüning in Höchst a. M. . . 7, 60, 87
— Neuzeitliche Bagger- und Absetzermaschinen der Fried. Krupp A.-G. in Essen 356
— und Dr.-Ing. **W. Franke,** Dresden. Amerikanische „Raupen"-Löffel- und -Grabenbagger 721, 742
Burkhardt, Regierungsbaurat Dr.-Ing., Stuttgart. Schleusen ohne Umläufe . . 36
Burkowitz, K., Ministerialrat im Reichsverkehrsministerium. Seilaufzug für ein Schiffshebewerk 647
Cassinone, H., Oberbaurat i. R., Dr.-Ing., Karlsruhe. Der Ausbau der österreichischen Bundesstraßen 62
— Teerstraßen in der Schweiz 291
— Gleisbahnen auf Landstraßen 736
Chasse. Ausbesserung und Verstärkung der Rhônebrücke bei Ch. *V* 114
Chicago. Kragkonstruktion für den 16stökkigen Turmaufbau eines Hochhauses. *V* 231
— Neuzeitlicher Riesenbau in Eisenfachwerk. *V* 680
Conradt, Regierungs- und Baurat, Essen. Hebung und Wiederherstellung einer durch Hochwasser beschädigten Brücke bei Wesel 226
Contag, M., Geheimer Baurat, Berlin, 75 Jahre alt. *V* 386
Contag, W., Regierungsbaumeister, Eberswalde. Schwedische Normen für eiserne Straßenbrücken 40
Coolidge-Staumauer. Ausführung als Reihenkuppel. *V* 79
Cramer, E., Patentanwalt, Dr.-Ing. ehr. *V* 434
Cüstrin. Erneuerung der Ostbahnbrücken über Oder und Warthe bei Cüstrin . 533
Dammbau. Festland-Sylt. *V* 316
— Dichtung eines Erddammes durch Preßbeton. *V* 618
Dantscher, C., Professor, Rektor der Technischen Hochschule München. *V* . 604

Seite

Darmstadt. Schwerer Bauunfall bei D. *Z* 79
Deichbau. Rheindeich bei Alsum . . . 715
Dernedde, W., Dipl.-Ing., Hannover. Strömungsverhältnisse bei einem Klappenwehr 698
Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. *V* 56, 242, 280, 693
— Ausschuß für bautechn. Bodenkunde. *V* 496
— Vortrag: Geh. Baurat Volk, Vom Bau des Mittellandkanals. *V* 737
— Vortrag: Dr. Randzio, Über das Verkehrswesen in Columbien und Ecuador. *V* 738
— Ortsgruppe Brandenburg. Vortrag: Backofen, Bautechnische Bodenuntersuchungen als Vorbedingung zum rationellen Bauen. *V* 294
— — Besichtigung des Umbaues der Schiffseinfahrt nebst Straßenbrücke am Humboldthafen in Berlin. *V* 306
Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft. Tagung des Verwaltungsrates. *V* . . 398, 460
— Geschäftsbericht 1926. *V* 424
— Bewerbung für die Laufbahn der bautechn. Reichsbahnobersekretäre. *V* . 711
Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Unfallstatistik 30. Einsturz einer Betonstützmauer. *V* 812
Deutscher Beton-Verein (E. V.). Ankündigung der 30. Hauptversammlung. *V* 113
— Bericht über die 30. Hauptversammlung in Berlin. *V* . 221, 232, 242, 255, 385
— 31. Hauptversammlung. *V* 812
Deutscher Eisenbauverband. Die wissenschaftliche Tagung des D. E. V. am 21. Oktober 1927 in Danzig. *V* . . 724
Deutscher Straßenbauverband. Vortrag: Präsident Euting, Der Weg zur Schaffung eines deutschen Kraftfahrstraßennetzes. *V* 738
Deutscher Verband für die Materialprüfungen der Technik. 19. Hauptversammlung. Ankündigung 1927. *V* 658
— Bericht 1927. *V* 760
Deutscher Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband E. V. *V* 77
— Vortrag: Reichard, Die Großwasserkraftanlage am Shannon zur Elektrizitätsversorgung Irlands 18
— Vortrag: Dipl.-Ing. Vogt, Heberanwendungen im Wasserbau. *V* 222
Dock. Eiserne Schwimmkörper als Abschluß eines Trockendocks. *V* 292
— Gründung des Trockendocks von Cadiz durch große Eisenbetonschwimmkörper. *V* 761
Dolezalek, Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. ehr., 50 Jahre akademischer Lehrer. *V* . 749
Döll, H., Ingenieur, Berlin-Johannisthal. Längsträgeranschlüsse für Brücken. *Z* 115
Donath, Regierungsrat, Berlin, s. Patentschau.
Düll, F., Regierungsbaurat an der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde, München, Der „Konuspfahl". *V* 244
— Die Bestimmung von Flußbettveränderungen. *V* 258
— Die Auswertung von Pegelbeobachtungen 283
Dynamische Untersuchung von Brücken . 598
Eigenbrodt, H., Dr.-Ing., Oberingenieur, Berlin-Siemensstadt. Die Neugestaltung der Trinkwasserversorgung der Städte Athen und Piräus 239
Eisabführung an Wehren . . . 516, *Z* 32
Eisenbahnbau und Tunnelbau in Italien. *V* 56
— Oberbau- und Brückenverstärkungen bei der Paris-Lyon-Mittelmeerbahn. *V* . 79
— und Tunnelbau in Peru. *V* 282
— Bahnlinie Rom—Neapel. *V* 726
— Neue Bahnlinie Florenz—Bologna . . . 756
Eisenbahnen Skandinaviens. *V* 67
Eisenbau, s. a. Baustahl, s. a. Vorschriften.
— Brückenbau und Ingenieurhochbau im Jahre 1926 1
— Kohlen-, Förder- und Lageranlagen der Farbwerke in Höchst a. M. . .7, 60, 87
— Geschweißte Eisenbauten. *V* . . 20, 316
— Versuche über das Widerstandsmoment eiserner Spundbohlen Bauart Larssen mit zusammengepreßtem Schloß 26, 49, 73
— Funktürme in Berlin-Adlershof. *V* . . 31

Seite

Eisenbau, Allegheny-Brücken in Pittsburgh. *V* 31
— Schwedische Normen für eiserne Straßenbrücken 40
— Tagung der amerikanischen Stahlindustrie. *V* 43
— Vier Brückenverschiebungen beim Bau der 3. Schleuse Münster 45
— Eisenbauten aus Stahlrohren. *V* . . . 67
— Lagerung der Gleisschienen auf Eisenbahnbrücken 72
— Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten 93, 439, 465
— Ausbesserung und Verstärkung der Rhônebrücke bei Chasse. *V* 114
— Versetzen sechs Tonnen schwerer Hallenträger. *V* 128
— Eiserne Spundwände bei Schleusen . . 132
— Baustahl St 48 im Kranbau. *V* 140
— Sciotoville-Brücke. *V* 219
— Brücke über den Menam bei Bangkok. *V* 233
— Umbau der Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Güls 235, 287
— Beschleunigte Brückenauswechslung. *V* 245
— Eisenhochbauten in Silizium-Stahl. *V* . 246
— Silizium-Baustahl aus dem Siemens-Martin-Ofen 247
— Erneuerung des eisernen Überbaues von Eisenbahnbrücken in Ostpreußen. *V* 268
— Eiserne Schwimmkörper als Abschluß eines Trockendocks. *V* 292
— 118 m hohe Eisengittermaste. *V* 293
— Bau einer elektrischen Hubbrücke über den Hunte-Ems-Kanal innerhalb der Stadt Oldenburg 307, 381
— Flugzeughallen A und B in Hamburg-Fuhlsbüttel 311
— Floridsdorfer Brücke über die Donau in Wien 339
— Beitrag zur Vervollkommnung der Drahtkabel-Hängebrücken 373
— Der Berliner Funkturm. *V* 376
— Die erste Siliziumstahl-Brücke der Deutschen Reichsbahn (über die Drage bei Kreuz). *V* 386
— Kabelhängebrücke über den mittleren Hudson im Bau. *V* 398
— Versuche an beschädigten und mit Eisenbeton ummantelten Eisenträgern. *V* . 400
— Umbau der Murgbrücke bei Rastatt, km 96,9 der Badischen Hauptbahn 401
— Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken. *V* 409
— Eiserne Spundwände bei Behebung von Hochwasserschäden. *V* 409
— Delaware-River-Brücke zwischen Philadelphia und Camden . . . 513, *Z* 411
— Erneuerung und Verbreiterung zweier englischer Drehbrücken. *V* 423
— Wälzgelenke für eiserne Kragträger-Brücken 433
— Seitliche Verschiebung einer Straßenbrücke ohne Verkehrsstörung. *V* 435
— Zum fünfzigjährigen Bestehen der Firma C. H. Jucho in Dortmund 437
— Inbetriebnahme einer neuen Flugzeughalle auf dem Bremer Flughafen 443
— Das Hauptgebäude der Werftanlage der A.-G. für Dornierflugzeuge in Altenrhein bei Rorschach 461, 478
— Dauerversuche mit Schweißverbindungen. *V* 471
— Lager für die Sydney-Hafenbrücke. *V* . 471
— Einbau einer Hubbrücke ohne Störung des Betriebes (Königinbrücke in Rotterdam) . . . . . 489, *V* 531
— Pancevo-Brücke. *V* 507, 694
— Die Rationalisierung im E. 521
— Erneuerung der Ostbahnbrücken über Oder und Warthe bei Cüstrin 533
— Neue große Brücke im Hafengebiet von New York. *V* 606
— Umbau der Brücke über die Silberwiese bei Stettin 611
— Umbau der Dragebrücke bei Kreuz . . 659
— Erneuerung der eisernen Überbauten der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel . . . . . 662, 686, *Z* 814
— Versuche über den zulässigen Lochleibungsdruck von Nietverbindungen . . . 668

Seite

Eisenbau, Einkauf von Rostschutzfarben . 672
— Beitrag zur Berechnung gekrümmter Träger (Erker- und Balkonträger) . . . 676
— Erneuerung der großen Bahnhofshallen Schlesischer Bahnhof, Alexanderplatz und die Instandsetzung der kleinen Bahnhofshallen Bahnhof Börse, Zoologischer Garten und Lehrter Stadtbahnhof. *V* 678
— Umbau einer alten eisernen Brücke in eine Eisenbetonbrücke. *V* 679
— Tabelle der reduzierten Nietflächen für den Eisenhochbau. *V* 680
— Neuzeitlicher Riesenbau in Eisenfachwerk. *V* 680
— I-Träger in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. *V* 681
— Eiserne Strombauten im Colorado-Strom. *V* 682
— 1066 m weit gespannte Hängebrücke über den Hudson. *V* 709
— Werkstoff-Frage im E. *V* 712
— Wissenschaftliche Tagung des Deutschen Eisenbau-Verbandes am 21. Oktober 1927 in Danzig. *V* 724
— Umbau der eisernen Überbauten der Brücke über die Leda der Strecke Münster—Emden 727
— Das Verhalten der Druckstreben im Fachwerkträger mit Unterteilung . . . 746
— Umbau der Eisenbahnbrücke über die Dievenow bei Wollin 803
— Das Brückenbauwesen der Staatseisenbahnen in der Sowjetunion 808
— Einsturz beim Zusammenbau einer Mississippi-Brücke. *V* 813
Eisenbetonschwelle 751
Ellerbeck, Ministerialrat Dr.-Ing., Berlin. Entwurfsarbeiten für das Schiffshebewerk bei Niederfinow . . . . . , 319
Emperger, F., Dr., Wien. Die zulässigen Spannungen massiver Bogen. *Z* . . 713
England. Verstärkung alter gemauerter Bogenbrücken. *V* 67
Entwässerungsanlagen, s. a. Hochwasser.
— Pumpwerke des Astheim-Erfelder Entwässerungsverbandes im hessischen Kreise Groß-Gerau 271
Entwässerungskanal „Gran Colector" in Argentinien. *V* 254
— in Tunnelbauweise (Akron, Ohio). *V* . 507
Erdbebensicherheit von Gebäuden . 425, 453
— von Ingenieurbauten 547
Erdbebensicherungen beim Bau der Mitsui-Bank in Tokio. *V* 628
Erddruck. Erdrutsch bei Rosengarten. *Z* 80
— Böschungsrutschungen im Rosengartener Einschnitt der Eisenbahnlinie Berlin—Frankfurt (Oder) 223, 251
— Bautechnische Bodenuntersuchungen als Vorbedingung z. rationellen Bauen. *V* 294
— Druckverteilung im Baugrunde . . 418, 445
— Rutschgefährliche u. fließende Bodenarten 485
— Dammrutsch bei Rühlow (Meckl.). *V* . 518
— Erdrutsche am Panamakanal. *V* . . . 628
Erlinghagen, O., Direktor, Rheinhausen, Dr.-Ing. ehr. *V* 385
Escher, G., Ingenieur, Mailand. Die neuen italienischen Bestimmungen für Talsperren 54
Esquimalt. Eiserne Schwimmkörper als Abschluß eines Trockendocks. *V* . . 292
Essen. Haus der Technik. *V* 518
Faber, E., Ministerialrat a. D., Dr.-Ing. ehr., München, außerordentliches Mitglied der Akademie des Bauwesens. *V* . 280
— Der Wert baulicher Versuche in den geschiebeführenden Flüssen 371
— Der Einfluß der Wasserstände auf die Höhenlage der Talwegschwellen in geschiebeführenden Wasserläufen. *Z* 387
Fahl, Reichsbahnrat, Salzwedel. Einfache verschiebbare Prellböcke aus Holz . 279
— Über Binder von Lokomotiv- und Güterschuppen 409
Fahrbach, Dipl.-Ing., R. B. D. Münster (Westf.). Umbau der eisernen Überbauten der Brücke über die Leda in km 320,934 der Strecke Münster—Emden (Gleis Emden—Münster) 727

Seite

Fahrwasserbezeichnung. Seezeichen in Eisenbeton 281
Falschlunger, F., Dipl.-Ing., München. Stollen für Wasserkraftanlagen . . . 108
Faltus, F., Dr.-Ing., Pilsen. Fehlerquellen bei der Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke und ihre Umgehung 784
Faschinen. Zeitweilige Strombauten aus Senk-F. *V* 496
— Uferschutzbau an der deutschen Ostseeküste 763
Faust, W., Oberingenieur, Niesky O.-L. Aus der Praxis des Holzbaues 457
— — Berichtigung. *V* 658
Fehlerquellen bei der Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke und ihre Umgehung 784
v. Fellner, P., Berlin. Bohr- und Sprengtechnik im Stollenbau unter Berücksichtigung des Sprengluftverfahrens . 500
Fiechtl, J., Regierungsbaumeister, Stuttgart. Das Strubklammkraftwerk der Stadt Salzburg 162
Fischer, R., Regierungsbaumeister, Dresden. Vom Bau des Moffat-Tunnels. *V* . 604
— Vom Bau des Shandaken-Tunnels . . . 626
— Über die Lüftungseinrichtungen des Holland-Tunnels. *V* 711
Florenz. Bahnlinie Fl.—Bologna 756
Florida. Wirkungen des Sturmes auf Gebäude. *V* 43
Flußbau. Kanalisierung des Mains und die Einführung der Walzenwehre . . . 23
— Die geplante Nabtalentwässerung im Weidener Becken zwischen Neustadt und Rothenstadt 117
— Das Stauwerk von Kembs. *V* 140
— Hochwasserschutzpläne für das Kantondelta 217
— Bestimmung von Flußbettveränderungen. *V* 258
— Auswertung von Pegelbeobachtungen . 283
— Der Wert baulicher Versuche in den geschiebeführenden Flüssen 371
— Der Einfluß der Wasserstände auf die Höhenlage der Talwegschwellen in geschiebeführenden Wasserläufen. *Z* . 387
— Neue Havelmündung. *V* 398
— Zeitweilige Strombauten aus Senkfaschinen. *V* 496
— Eiserne Strombauten im Colorado-Strom. *V* 682
— Die letzten Hochwässer an der bayerischen Donau, deren Aufbau, Ursachen und Bekämpfung 739
— Aufnahme von Tiefenplänen bei Modellversuchen 809
— Wasserstraßen im Odergebiet 809
Förchenbachwerk 58
Förderanlagen. Kohlen-Förder- und Lageranlagen der Farbwerke in Höchst a. M. 7, 60, 87
Franke s. Buhle.
Franzius, O., Professor, Hannover. Zur Frage der Grundwasserabsenkung oder Unterwasserschüttung. *Z* 532
Frischluft- und Rettungskammern unter Tage. *V* 245
Funktürme in Berlin-Adlershof. *V* . . . 31
— Berlin. *V* 376
— des Rundfunksenders München-Stadelheim 378
— hölzerne, von 80 m Höhe in Königsberg i. Pr. 530
Furkatunnel. Wiederherstellungsarbeiten und Ausbau 792
Gaber, E., Prof. Dr.-Ing., Karlsruhe. Die Köln-Mülheimer Brücke 758
Garbotz, G., Dr. rer. pol., ordentl. Professor der Techn. Hochschule Berlin. *V* . 518
Geusen, L., Dipl.-Ing. Professor, Dortmund. Beitrag zur Berechnung von Raumfachwerken 81, 122
Giese, Professor Dr.-Ing., Berlin. Rheinisch-Westfälische Städtebahn Köln—Dortmund. *Z* 234
Gießbach, Regierungsbaumeister, Berlin. Die Funktürme in Berlin-Adlershof. *V* . 31
— Die hölzernen Funktürme von 80 m Höhe in Königsberg i. Pr. 530
Gottschalk, O., Buenos Aires. Einfache Auswertung der Einflußlinien 124

Seite

Granite (Idaho) Beschleunigte Brückenauswechslung. *V* 245
Grapow, J., Reichsbahnrat, Regierungsbaurat a. D., Berlin. Die Erneuerung der großen Bahnhofshallen Schlesischer Bahnhof, Alexanderplatz und die Instandsetzung der kleinen Bahnhofshallen Bahnhof Börse, Zoologischer Garten und Lehrter Stadtbahnhof. *V* 678
Greiff, Regierungsbaumeister, Berlin. Neuere amerikanische Erfahrungen im Bau von Talsperrendämmen nach dem Spülverfahren 75
Groß-Gerau. Pumpwerke des Astheim-Erfelder Entwässerungsverbandes im hessischen Kreise Groß-Gerau . . . 271
Großschiffahrtweg von den Großen Seen durch den St. Lorenzstrom. *V* . . 256
Gründung. Druckluftgründung mit Eisenbetonsenkkasten für die San-Telmo-Brücke in Sevilla. *V* 113
— „Konuspfahl". *V* 244
— Pfahlrammung im Tonboden 253
— neuer Kaianlagen auf zylindrischen Eisenbetonbrunnen. *V* 316
— mit Grundwasserabsenkung oder Unterwasserschüttung . . . . . 380, *Z* 532
— Abbindestörungen bei Verwendung von Tonerdezement zu Gründungsbauten. *V* 472
— Rammen von Pfählen unter Zuhilfenahme von Sprengstoff. *V* 484
— Große Eisenbetonschwimmkörper für Seewasserbauten. *V* 761
Grundwasserabsenkung. Bodensetzungserscheinungen bei Gr. 614
— Tiefsenkungen des Grundwasserspiegels 683, 718, 730
Guild am Tennessee-Fluß. Dichtung der Hales-Bar-Staumauer durch Asphalteinspritzungen. *V* 127
Güls. Umbau der Eisenbahnbrücke über die Mosel 235, 287
Günthel, Regierungsbaumeister, Berlin, Rheinisch-Westfälische Städtebahn Köln—Dortmund. *Z* 234
Guttstadt, Reichsbahnrat Dipl.-Ing., Frankfurt a. O., Die Böschungsrutschungen im Rosengartener Einschnitt der Eisenbahnlinie Berlin—Frankfurt (Oder) 223, 251
Häfen. Freihafen in Malmö 90
— Englische Hafenverbesserungen. *V* . . 113
— Osaka 267
— Wettbewerb für den finnischen Hafen Kotka. *V* 422
— Hafen- und Industrieanlagen der Stadt Köln bei Köln-Niehl 509, 595
— Marienburg 702
Hafenbautechnische Gesellschaft, IX. Hauptversammlung. *V* 495
Hafenverband des Rheinstromgebietes. *V* 306
Hafner, A., Ing., Ministerialrat im Bundesministerium für Handel und Verkehr, Wien. Die Floridsdorfer Brücke über die Donau in Wien 339
Hagen. Entwurf einer Brücke über den Hengsteysee bei Hagen 638
Hailer, J., Eisenbahnoberingenieur, Erfurt. Beitrag zur Berechnung gekrümmter Träger (Erker- und Balkonträger) 676, *V* 813
Hallenbauten. Flugzeughallen A und B in Hamburg-Fuhlsbüttel 311
— Binder von Lokomotiv- und Güterschuppen 409
— Inbetriebnahme einer neuen Flugzeughalle auf dem Bremer Flughafen . . 443
— Das Hauptgebäude der Werftanlage der A.-G. für Dornierflugzeuge in Altenrhein bei Rorschach 461, 478
— Erneuerung der großen Bahnhofshallen Schlesischer Bahnhof, Alexanderplatz und die Instandsetzung der kleinen Bahnhofshallen Bahnhof Börse, Zoologischer Garten und Lehrter Stadtbahnhof. *V* 678
Haller, Dr.-Ing., Dr. rer. pol., Regierungsbaumeister a. D., Langenau (Württ.). Normung des Schotters 807
Hamburg. Neues Bauverfahren bei der Untergrundbahn 365
Hamburg-Fuhlsbüttel. Flugzeughallen . . 311

Seite

Hämerten. Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei H. . . 93, 439, 465
Hartmann, F., Prof. Dr., Wien. Zur genaueren Berechnung zweifacher Fachwerke . 397
Hartmann, Prof., Wien. Die Eisenbahnbrücke bei Wesel über den Rhein. *Z* 811
Hauck, Oberbaurat, Darmstadt. Die Pumpwerke des Astheim-Erfelder Entwässerungsverbandes im hessischen Kreise Groß-Gerau 271
Hauer, R., Dr.-Ing., Zivilingenieur, Charlottenburg. Tabelle der reduzierten Nietflächen für den Eisenhochbau. *V* 680
Haus der Technik in Essen. *V* 518
Haushaltsplan für Preußen für das Jahr 1927. *V* 78
— Reichs-H. für 1927. *V* 91, 104
Havelmündung, neue. *V* 398
Heber, selbsttätige, an italienischen Wasserkraftanlagen. *Z* 246
— Anwendungen im Wasserbau. *V* . . . 222
Heintze, F., Regierungs- und Baurat, Oberingenieur. Die Tiefbauarbeiten der Shannonwasserkraftanlage in Irland . 129
— Aufbereitungsanlagen für Schotterbeton . 389
— Maschineller Kippbetrieb 695
Heiser, Regierungs- und Baurat Dr.-Ing., Schleswig. Uferschutzbau an der deutschen Ostseeküste 763
Herbst, F., Regierungs- und Baurat Dr.-Ing., Berlin. Umbau der Schiffseinfahrt nebst Straßenbrücke am Humboldthafen in Berlin. *V* 306
Herfeldt, G., Dr. Zweckmäßige und wirtschaftliche Betonmischungen für Wasserbauten, im besonderen der Zement-Kalk-Traß-Beton. *Z* . . . 726
Hessische Landesbauschule Darmstadt. 50jähriges Bestehen. *V* 20
Hochbauten s. a. Eisenbau.
— Wirkungen des Sturmes in Florida auf Gebäude. *V* 43
— Kragkonstruktion für den 16stöckigen Turmaufbau eines Hochhauses. *V* . 231
— Bemerkenswerte Eisenhochbauten in Siliziumstahl. *V* 246
— Geschweißte Eisenbauten. *V* 316
— Erdbebensicherheit von Gebäuden. 425, 453
— Schrittweiser Abbruch und Neubau einer Fabrik ohne Betriebsstörung. *V* . . 520
— Amerikanische Industriebauten in Holz. *V* 617
— Erdbebensicherungen beim Bau der Mitsui-Bank in Tokio. *V* 628
— Wiederherstellungsarbeiten an der St. Paulskirche in London. *V* 694
Höchst a. M. Kohlen-Förder- und Lageranlagen der Farbwerke vorm. Meister, Lucius & Brüning. 7, 60, 87
Hochwasser-abwehr 78
— Eiserne Spundwände bei Behebung von Hochwasserschäden. *V* 409
— Betrachtungen zur Hochwasserkatastrophe im Erzgebirge 476
— Die letzten H. an der bayerischen Donau, deren Aufbau, Ursachen und Bekämpfung 739
Hochwasserschutz. Die geplante Nabtalentwässerung im Weidener Becken zwischen Neustadt und Rothenstadt 117
—-pläne für das Kantondelta 217
— Modellversuche für die Hochwasserabführung am Limmatkraftwerk Wettingen der Stadt Zürich 491
— Querschnittsbemessung von Hochwasserdämmen aus durchlässigem Material 642
— Rheindeich bei Alsum 714
Hochzoll. Wettbewerb Lechbrücke H. *V* 375
— Wettbewerb zum Neubau der Hochzoller Straßenbrücke 497, 525
Hoeft, Christian, Dr.-Ing ehr. *V* . . . 30
v. Holten, G., Dipl.-Ing., Rosenheim. Das Förchenbachwerk. Eine Klein-Wasserkraftanlage in den Bayerischen Voralpen 58
Holz. Feuchtigkeitsgehalt und Festigkeit von Eschenholz und Sperrholz. *V* . 245
— Veredelung des Holzes (Lignostone). *V* 519
Holzbau. „Vorläufige Bestimmungen für Holztragwerke (B. H.)" der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 21, 84

Seite

Holzbau, Funktürme des Rundfunksenders München-Stadelheim 378
— Aus der Praxis des H. 457
— — Berichtigung. *V* 658
— Jochbrücke von 62,20 m Höhe und 272 m Länge. *V* 508
— Hölzerne Funktürme von 80 m Höhe in Königsberg i. Pr. 530
— Amerikanische Industriebauten in Holz. *V* 617
— Meisterwerwerk neuzeitlicher Holzbautechnik (Portalkran von 30 m Höhe und 35 m Stützweite). *V* 813
Hornberg (Schwarzwald). Umbau des Hornberger Talüberganges bei km 42,3 der Schwarzwaldbahn 141
Hornig, K. O., Ing., Oberingenieur, Prag. Behebung der schädlichen Folgen einer Rißbildung im Wasserschloß einer Großwasserkraftanlage . 415, 469
Huber, J., Dipl.-Ing., Zürich. Das hydraulische Dachwehr 303
Hubinger, H., Regierungsbaumeister, Augsburg, s. Knab.
Hülsenkamp, F., Reichsbahnrat, Berlin. Der Einkauf von Rostschutzfarben . . . 672
Ingenieurhochbau, s. Brücken, Eisenbau, Hochbauten.
Internationale Gesellschaft für Photogrammetrie. *V* 316
Jacobi, Reichsbahnrat, Dr.-Ing., Berlin. Der Umbau der Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Güls 235, 287
Jucho, C. H. Zum 50jährigen Bestehen der Firma C. H. Jucho in Dortmund 437
Kaaden (Böhmen). Behebung der schädlichen Folgen einer Rißbildung im Wasserschloß einer Großwasserkraftanlage 415, 469
Kado, Reichsbahnrat, Frankfurt a. d. Oder. Die Erneuerung der Ostbahnbrücken über Oder und Warthe bei Cüstrin 533
— Umbau der Dragebrücke bei Kreuz. Erste Brücke der Deutschen Reichsbahn in Siliziumbaustahl 659
Kaianlagen im Hafen von Bremerton, Wash. Gründung neuer K. auf zylindrischen Eisenbeton-Brunnen. *V* 316
— in Huelva. Gründung mit großen Eisenbetonschwimmkörpern. *V* 761
Kanäle s. a. Entwässerung.
— Kanal- und Schleusenbauten in Mecklenburg. *V* 42
— Bruch des Hangkanals am Kocherfluß der Wasserkraftanlage Ohrnberg. *V* 127
— Großschiffahrtweg von den Großen Seen durch den St. Lorenzstrom. *V* . . 256
— Auskleidung von offenen Abwasserkanälen 406, 430
— Erdrutsche am Panamakanal. *V* . . . 628
— Ausbau des Oder-Spree-Kanals . . 619, 651
— Bau des Mittellandkanals. *V* 737
— Betonieren der Böschungen von Werkkanälen (Limerick, Irland). *V* . . . 762
— Wasserstraßen im Odergebiet 809
Kanalisation. Bemerkenswerte Kanalisationsausführungen im Bergbaugebiet . . 473
Kanton (China). Hochwasserschutzpläne für das Kantondelta 217
Karig, J., Reichsbahnrat in Dresden. Die Wirkung wagerechter Kräfte bei eisernen Brücken 29
Karner, L., Direktor Dr.-Ing., Professor an der Techn. Hochschule Zürich. *V* . 103
Keim, W., Reichsbahnrat, Villingen (Baden). Der Umbau des Hornberger Talüberganges bei km 42,3 der Schwarzwaldbahn 141
Kembs. Das Stauwerk von K. *V* . . . , 140
Kiehne, S., Dipl.-Ing., Kiel. Die Befestigung von Kranbahnschienen. *V* 280
Kirchhoff, Fr., Fabrikbesitzer, Doktor-Ingenieur ehrenhalber. *V* 507
Kleinlogel, A., Professor Dr.-Ing., Darmstadt. Neue Versuche mit F-Stahl 17
— Schwerer Bauunfall bei Darmstadt. *Z* . 79
— Eisenbetonspundwand Bauart Ravier. *Z* . 115
— 50 Jahre alt. *V* 811

Seite

Kluge, E., Techn. Reichsbahn-Oberinspektor, Breslau. Lagerung der Gleisschienen auf Eisenbahnbrücken 72
— Befestigung von Kranbahnschienen. *V*. 472
Knab, K., Dipl.-Ing., Bauamtmann am Straßen- und Flußbauamt Augsburg, unter Mitwirkung von Regierungsbaumeister **H. Hubinger,** Augsburg. Wettbewerb zum Neubau der Hochzoller Straßenbrücke 497, 525
Knauf, Reichsbahnamtmann, Altona. Wälzgelenke für eiserne Kragträgerbrücken 433
Knittel, Reichsbahnrat, Karlsruhe. Der Umbau der Murgbrücke bei Rastatt, km 96,9 der Badischen Hauptbahn . 401
Köbler, K., Regierungsbaumeister, Waldshut. Der Wasserkraftausbau in Baden 211, 248
Kochem. Moselbrücke K.—Kond. *V* . . . 92
Kögler, F., Prof. Dr.-Ing., Freiberg i. Sa., und Regierungsbauführer Dr.-Ing. **Scheidig,** Langenhessen. Druckverteilung im Baugrunde. I. Die Ergebnisse neuerer Versuche . . . 418, 445
Koehler, Reichsbahnoberrat, Stettin. Umbau der Brücke über die Silberwiese bei Stettin 611
— Umbau der Eisenbahnbrücke über die Dievenow bei Wollin 803
Kölle, Oberbaurat, Bremen. Eiserne Spundwände bei Schleusen 132
Köln. Hafen- und Industrieanlagen der Stadt Köln bei Köln-Niehl 509, 595
Köln-Mülheim. Wettbewerb um den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein:
— — Wettbewerbsergebnis. *V* 56
— — Beschreibung von Entwürfen 57, 69, 105, 134, 215, 274, 298
— — Erklärung . . . . . 377, *Z* 758
— — Gründung der Landwiderlager für die feste Straßenbrücke mit Grundwasserabsenkung oder Unterwasserschüttung 380, *Z* 532
Kongreß, internationaler, für die Materialprüfungen der Technik. *V* 77
Königsberg (Pr.). Festigkeitsberechnung der neuen Pregelbrücke 181, 556
— Hölzerne Funktürme von 80 m Höhe . 530
Konuspfahl. *V* 244
Kopenhagen. Automobiltunnel unter dem Hafen in K. *V* 18
— Straßenstück für Versuchszwecke. *V* . 103
Körner, B., Regierungs- und Baurat, Berlin. Bodensetzungserscheinungen bei Grundwasserabsenkungen 614
Kotka (Finnland). Wettbewerb für den Hafen. *V* 422
Kowno (Litauen). Ergebnis des internationalen Wettbewerbs für die feste Straßenbrücke über den Niemenfluß. *V* 257, 293
Krabbe, Reichsbahnoberrat, Essen. Die Erneuerung der eisernen Überbauten der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel . . . . . 662, 686, *Z* 814
— Das Verhalten der Druckstreben im Fachwerkträger mit Unterteilung 746
Kran, hölzerner Portalkran. *V* 813
Kranbahnschienen, Befestigung. *V* . 280, 472
Kranbahnträger. Der statisch bestimmte Kr. mit Y-Stützen 752
Krell, O., Prof. Dr.-Ing ehr., Berlin-Dahlem. Seilaufzug für ein Schiffshebewerk 631, 704
Kreß, Reichsbahnoberrat, Hannover. Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten 93
Kressner, B., Dipl.-Ing., Konstr.-Assistent a. d. Versuchsanstalt für Wasserbau der Techn. Hochschule Danzig. Die Aufnahme von Tiefenplänen bei Modellversuchen 809
Kreuter, F., Geheimer Hofrat, Dr.-Ing. ehr., 85 Jahre alt. *V* 139
Kreuz, Umbau der Dragebrücke 659
Krey, H., Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing., Professor, Berlin. Rutschgefährliche und fließende Bodenarten 485
Krieg, Oberregierungsbaurat, Berlin. Wasserstraßen im Odergebiet 809

Seite

Krohn, R., Geheimer Regierungsrat, Professor Dr.-Ing., Danzig-Langfuhr. Knickfestigkeit. *Z* 294
— 75 Jahre alt. *V* 811
Kuchel, Ludwig, Dr.-Ing. ehr. *V* . . . 18
Kulka, L., Dipl.-Ing., Hannover. Die Querschnittsermittlung biegungssteifer Tragwerkteile bei gegebener Durchbiegung 615
Kumbier, Staatssekretär, Dr.-Ing. ehr. *V* . 434
Lappin bei Danzig. Wasserkraftanlage. *V* 448
Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. Fünfzig Jahre deutsches Patentwesen. *V* 434
Lawinenverbauungen in den Schweizer Alpen 690
Leitz, H., Dr.-Ing., München. Die zulässigen Spannungen massiver Bogen . 517, 713
Leo, Oberbaudirektor, Hamburg. Die neuen Flugzeughallen A und B in Hamburg-Fuhlsbüttel 311
Leuchtturmbergung durch einen 250-t-Schwimmkran. *V* 92
Lewerenz, Reichsbahnrat, Königsberg in Pr. Die Festigkeitsberechnung der neuen Pregelbrücke in Königsberg (Pr.) 181, 556
Limerick (Irland). Großwasserkraftanlage am Shannon zur Elektrizitätsversorgung Irlands. *V* 18
— Tiefbauarbeiten der Shannonwasserkraftanlage in Irland 129
— Aufbereitungsanlagen für Schotterbeton . 389
— Maschineller Kippbetrieb 695
— Betonieren der Böschungen von Werkkanälen. *V* 762
Link, E., Baudirektor, Dr.-Ing. ehr. *V* . . 471
Linoleumböden auf Betondecken. *V* . . 630
Lochleibungsdruck. Versuche über den zulässigen L. von Nietverbindungen . 668
Loebell, Oberregierungsbaurat, Berlin. Antrieb für Schiffshebewerke 99
Lohmeyer, E., Dr.-Ing., Ministerialrat, Berlin. Versuche über das Widerstandsmoment eiserner Spundbohlen Bauart Larssen mit zusammengepreßtem Schloß 26, 49, 73
— Besondere Formen von Eisenbetonspundbohlen. *V* 269
London. Umbau eines Untergrundbahntunnels im Betriebe. *V* 44
— Neubauten der Untergrundbahnen. *V* . 78
— Wiederherstellungsarbeiten an d. St. Paulskirche. *V* 694
Los Angeles. Beseitigung von Zementputz durch Feuer. *V* 424
Lutz, W., Regierungsbaumeister a. D., Stuttgart. Zur Frage der Eisabführung an Wehren 516
Lynchburg (Va.). Umbau einer alten eisernen Brücke in eine Eisenbetonbrücke. *V* 679
Maaske, Regierungsbaurat, Anderten. Thuramentbeton 734
Maier, E. F., techn. Reichsbahn-Oberinspektor, Crailsheim (Württ.). Zur Frage der Eisenbetonschwelle 751
Maier-Leibnitz, Prof., Dr.-Ing., Stuttgart. Das Hauptgebäude der Werftanlage der A.-G. für Dornierflugzeuge in Altenrhein bei Rorschach 461, 478
Malmö, Freihafen 90
Marienburg, Hafen 702
Marquardt, E., Stadtbaurat, Dr.-Ing., München. Die bayerischen Wasserkraftanlagen zu Beginn des Jahres 1927 805
Maste. 118 m hohe Eisengittermaste. *V* . 293
Mayrisch, E., Dr. jur. h. c., Dr.-Ing. ehr. *V* 448
Melan, J., Geh. Hofrat, Prof., Dr.-Ing., Prag. Die Delaware-River-Brücke zwischen Philadelphia und Camden. *Z* . . . 411
Meßgerät. Entscheidung des Preisgerichts für den Spannungs- und Schwingungsmesser (Wettbewerb der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft). *V* . 30, 42
— Auftragen von Tunnelquerschnitten mittels des Pantographen (Storchschnabels). *V* 387
Minneapolis. Schrittweiser Abbruch und Neubau einer Fabrik ohne Betriebsstörung. *V* 520
Mittellandkanal. *V* 737
Moffat-Tunnel. *V* 604

Seite

Moisseiff, Leon S., New York. Die Delaware-River-Brücke zwischen Philadelphia und Camden. *Z* 411
Molenbau im Hafen von Musel bei Gijon. Gründung mit großen Eisenbetonschwimmkörpern. *V* 761
— durch Schwerlast-Drehscheibenkrane. *V* 112
Mollenhauer, Regierungsbaumeister a. D., Stadtbaurat, Marienburg i. Wpr. Der Hafen von Marienburg 702
Momber, Regierungsbaurat, Goslar. Die Wasserkräfte der europäischen Länder 9
Monte Bello (Californien). Seitliche Verschiebung einer Straßenbrücke ohne Verkehrsstörung. *V* 435
Moskau. Bauausstellung 1928. *V* . . . 762
Mügge s. Struckmann.
Müller, G., Dr.-Ing., Berlin-Lankwitz. Die Sciotoville-Brücke. *V* 219
Müller, Hans Heinr., Regierungsbaumeister, Oberingenieur in Berlin-Halensee. Wiederherstellungsarbeiten einer Beton-Straßenbrücke über zwei Eisenbahn-Hauptgleisen in Rosengarten bei Frankfurt a. d. O. 33
München-Stadelheim. Funktürme des Rundfunksenders 378
Münster i. W. Vier Brückenverschiebungen beim Bau der 3. Schleuse M. . . . 45
Muy, O., Direktor, Halle (Saale). Neuere Verstärkungen von Massivbrücken für die Deutsche Reichsbahn, Gruppe Bayern 622, 654
Nack, Dipl.-Ing., Stadtbaurat, Essen. Bemerkenswerte Kanalisationsausführungen im Bergbaugebiet 473
Nagel, E., Oberbaurat, Dr.-Ing. ehr. *V* . 234
Neuer Internationaler Verband für Materialprüfungen (N. I. V. M.). *V* . 693
Neumann, E., Professor Dr.-Ing., Stuttgart. Die vorläufigen Leitsätze des Reichsausschusses für Normung und Prüfung von Straßenbaustoffen. *V* 318
New York. Bau der neuen Untergrundbahn. *V* 244
— Brücke im Hafengebiet von New York. *V* 606
— 1066 m weit gespannte Hängebrücke über den Hudson. *V* 709
— Lüftungseinrichtungen des Holland-Tunnels. *V* 711
— Wasserversorgung 100
Niederfinow. Antrieb für Schiffshebewerke 99
— Entwurfsarbeiten für das Schiffshebewerk bei N. 319
— Gutachten der Akademie des Bauwesens, betreffend das Schiffshebewerk bei N. *V* 459
— Seilaufzug für ein Schiffshebewerk 631, 647, 704
Niederwartha bei Dresden. Pump-Speicherkraftwerk. *V* 375
Nietflächen. Tabelle der reduzierten N. für den Eisenhochbau. *V* 680
Nietverbindungen. Versuche über den zulässigen Lochleibungsdruck von N. . 668
Oakland (Kalifornien). Fahrzeugtunnel . 277
Oberbau. Lagerung der Gleisschienen auf Eisenbahnbrücken 72
— und Brückenverstärkungen bei der Paris-Lyon-Mittelmeerbahn. *V* 79
— Schneeschutz des Bahnkörpers. *V* . . 218
— Einstampfverfahren für die Gleisbettung beim Verlegen des neuen Oberbaues der Deutschen Reichsbahn 229
— Eiserne Hohlschwelle mit starrer Schienenbefestigung 259
— Einfache verschiebbare Prellböcke aus Holz 279
— Befestigung von Kranbahnschienen. *V* 280, 472
— Befestigungsmittel für Gleisschienen auf Beton und Mauerwerk der Lösch- und Arbeitsgruben. *V* 386
— Schwenkbare Schlagbaumschranken . . 400
— Schwere Schienen in den Vereinigten Staaten von Amerika. *V* 520
— Lange Schienen in den Vereinigten Staaten von Amerika. *V* 682
— Zur Frage der Eisenbetonschwelle . . . 751
— Schienenunterlegplatten in Trapezform. *V* 813
Oder-Spree-Kanal. Ausbau . . . 619, 651

Seite

Ohrnberg. Bruch des Hangkanals am Kocherfluß der Wasserkraftanlage O. *V* . 127
Oldenburg. Bau einer elektrischen Hubbrücke über den Hunte-Ems-Kanal innerhalb der Stadt O. . . . 307, 381
Osaka, Hafen 267
Ostendorf, K., Regierungsbaurat, Duisburg. Zweckmäßige u. wirtschaftliche Betonmischungen für Wasserbauten, im besonderen der Zement-Kalk-Traß-Beton 566
Ostmann, Oberregierungs- und -baurat, Potsdam. Der Ausbau des Oder-Spree-Kanals 619, 651
Ostsee. Uferschutzbau an der deutschen Ostseeküste 736
Patentschau.

Nr.	Seite	Nr.	Seite	Nr.	Seite
426 119	20	432 350	282	445 373	714
428 625	32	437 513	282	443 556	714
432 350	44	435 720	318	442 641	714
430 391	92	432 544	318	446 266	714
435 721	128	434 261	400	441 974	738
438 667	246	438 218	400	446 470	750
434 205	258	436 109	436	441 706	762
437 523	258	435 296	472	446 471	762
426 420	258	402 243	682		

Patentschau, bearbeitet von Regierungsrat Donath, Berlin.
— Bewegliches Wehr mit Eisklappe . . . 20
— Verfahren und Einrichtung zur Gewinnung von Stauraum für die Wasseraufspeicherung in einem mit Schwemmstoffen angefüllten Becken 32
— Rollschütz 44, 282
— Verfahren zur Herstellung hohler Bauwerke für Talsperren, Dämme, Stütz- oder Futtermauern 92
— Eisenbetonpfahl 128
— Selbsttätige, durch den Wasserdruck gesteuerte Stauklappe für Überläufe . 246
— Spundwand aus Z-Eisen 258
— — aus H-Eisen 258
— Wehranlage 258
— Schiffshebewerk mit Laufkran 282
— Schützenwehr 318
— Vorrichtung zum Einspülen von Hohlpfählen 318
— Vorrichtung zum Herstellen von Ortpfählen 400
— Gerinne für Schöpfwerke 400
— Versenkbare Eistafel für Rollschütze und Segmentwehre 436
— Walzenwehr für veränderlichen Stau . . 472
— Anlage zum Entleeren eines mit Schüttgut beladenen Schiffes 682
— Vorrichtung zur Herstellung eines Betonpfahls im Erdreich durch Stampfen in einem Futterrohr 714
— Eiserne Spundwand mit eingebauten Hohlpfählen 714
— Verfahren zum Verlegen von Dückern und ähnlichen Rohrleitungen . . . 714
— Elektrische Turbinen- und Wehrbeheizung 714
— Senkschuh für eine zweiteilige, kastenförmige Spundbohle 738
— Drehbarer Trommelrechen 750
— Wasserkraftvernichter 762
— Verfahren zum Einspülen von Spundwänden 762
Patentwesen. Fünfzig Jahre deutsches P. *V* 434
Pegel. Auswertung von Pegelbeobachtungen 283
Personalnachrichten (1927). 20, 44, 56, 68, 80, 92, 104, 116, 128, 140, 210, 222, 234, 258, 282, 294, 306, 318, 376, 388, 400, 412, 424, 448, 460, 472, 496, 508, 532, 606, 630, 658, 694, 714, 726, 750, 762, 814
Petry, W., Dr.-Ing., Obercassel-Siegkreis. Brücken aus Beton mit und ohne Steinverkleidung 199
Pfab, R., Regierungsbaumeister, München. Die Fernwasserleitung der Stadt Sofia 295
Pfähle, s. Gründung.
Philadelphia. Delaware-River-Brücke zwischen Ph. und Camden . 513, *Z* 411
Philippeville (Algier). Eisenbetonbogenbrücke über den Oued Saf-Saf. *V* . 270

Seite

Pickl, H., Bauassessor an der Bayer. Landesstelle für Gewässerkunde, München. Die Querschnittsbemessung von Hochwasserdämmen aus durchlässigem Material 642
Piräus. Neugestaltung der Trinkwasserversorgung der Städte Athen und P. . 239
Pittsburgh. Allegheny-Brücken. *V* . . . 31
— Eisenbauten aus Stahlrohren. *V* . . . 67
Polytechnikum Friedberg in Hessen. *V* . 507
Popken, Regierungsbaurat, Vorstand des Wasserstraßenamts Oldenburg i. O. Bau einer elektrischen Hubbrücke über den Hunte-Ems-Kanal innerhalb der Stadt Oldenburg 307, 381
Popp, Oberbauamtmann, Weiden (Oberpfalz). Die geplante Nabtalentwässerung im Weidener Becken zwischen Neustadt und Rothenstadt 117
Prellböcke, einfache, verschiebbare, aus Holz 279
Pressel, K., Dr., 70 Jahre alt. *V* 496
Preußen. Staatshaushalt für 1927. *V* . . 78
Pumpwerke des Astheim-Erfelder Entwässerungsverbandes im hessischen Kreise Groß-Gerau 271
Ramge, R., Regierungsbaumeister, Aachen. Über skandinavische Eisenbahnen. *V* 67
Rammen von Pfählen unter Zuhilfenahme von Sprengstoff. *V* 484
Rammgerüst mit verstellbaren Läuferuten. *V* 234
Ramshorn, A., Regierungsbaumeister a. D., Essen. Der neue Rheindeich bei Alsum 715
Rastatt. Umbau der Murgbrücke bei R., km 96,9 der Badischen Hauptbahn . 401
Reichsausschuß für Normung und Prüfung von Straßenbaustoffen. *V* . . . 317
Reichshaushalt für 1927. *V* . . . 91, 104
Reichspatentamt. Fünfzig Jahre deutsches Patentwesen. *V* 434
Requena (Mexiko). Erhöhung der Talsperre. *V* 436
Riedig, Dipl.-Ing., Dresden. Molenbau durch Schwerlast-Drehscheibenkrane. *V* . 112
Riofrio-Aquädukt. *V* 710
Rohrleitungen, s. a. Wasserkraftanlagen, Wasserversorgung.
— Heberanwendungen im Wasserbau. *V* . 222
— Fahrbares Gerüst zum Verlegen von R. *V* 630
— geschweißte, für das Achensee-Kraftwerk. *V* 760
Rom. Bahnlinie R.—Neapel. *V* 726
Rosengarten bei Frankfurt a. d. O. Wiederherstellungsarbeiten einer Beton-Straßenbrücke über zwei Eisenbahn-Hauptgleisen 33
— Erdrutsch. *Z* 80
— Böschungsrutschungen im Rosengartener Einschnitt der Eisenbahnlinie Berlin—Frankfurt (Oder) 223, 251
Rostschutz. Einkauf von R.-Farben . . . 672
— Wissenschaftliche Grundlagen des Anstrichs. *V* 709
Rotterdam. Einbau einer Hubbrücke ohne Störung des Betriebes 489
— Königinbrücke. *V* 531
Rudeloff, M., 70. Geburtstag. *V* 681
Rühlow (Meckl.). Dammrutsch. *V* . . . 518
St. Olaves (England). Erneuerung und Verbreiterung der Drehbrücke. *V* . . . 423
Santa Maria (Californien). Zweckmäßig eingerichtete Brückenbaustelle. *V* . . 694
Schachenmeier, W., Prof. Dr.-Ing., München. Beitrag zur Vervollkommnung der Drahtkabel-Hängebrücken 373
— Die Delaware-River-Brücke zwischen Philadelphia und Camden . . . 513, *Z* 411
Schaechterle, K., Reichsbahnoberrat Dr.-Ing., Stuttgart. Die „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke (BH)" der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 21, 84
Schäfer, J., Magistratsbaurat, Berlin. Zur Frage der Gründung mit Grundwasserabsenkung oder Unterwasserschüttung 380, *Z* 532
Schaller, K., Dipl.-Ing., Oberingenieur, Düsseldorf. Vom Stollen Neckarkraftwerk Aistaig 13

Seite

Schaper, G., Dr.-Ing. ehr., Dr. techn. h. c., Berlin. Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau im Jahre 1926 . . 1
— Ergebnis des engeren Ausschreibens zur Erlangung von Entwürfen für den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim zum Ersatz der Schiffbrücke 57, 69, 105, 134, 215, 274, 298
— Die Köln-Mülheimer Brücke . . . 377, 758
— Zum fünfzigjährigen Bestehen der Firma C. H. Jucho in Dortmund 437
— Siliziumstahl. *V* 496
— Das Brückenbauwesen der Staatseisenbahnen in der Sowjetunion 808
Scheidig s. Kögler.
Schellewald, E., Direktor, Dortmund. Die Rationalisierung im Eisenbau . . . 521
Schiffshebewerke, Antrieb für 99
— Entwurfsarbeiten für das Schiffshebewerk bei Niederfinow 319
— Gutachten der Akademie des Bauwesens betreffend das Schiffshebewerk bei Niederfinow. *V* 459
— Seilaufzug 631, 647, 704
— Seil-Rollen-Sch. mit getauchten Gegengewichten 692
— Trocken- oder Naßförderung für Sch. *V* 693
Schleusen ohne Umläufe 36
— Kanal- und Schleusenbauten in Mecklenburg. *V* 42
— Bau der Zwillings-Schachtschleuse bei Fürstenberg a. d. Oder. *V* 233
Schneeschutz des Bahnkörpers. *V* . . . 218
— Lawinenverbauungen in den Schweizer Alpen 690
Schneider, A., Baurat, ehem. Vorstand des K. Wasserbaubezirks Straßburg-Rhein. Der Einfluß der Wasserstände auf die Höhenlage der Talwegschwellen in geschiebeführenden Wasserläufen. *Z* 387
Schranken. Schwenkbare Schlagbaumschr. *V* 400
Schreitmüller, R., Oberregierungsrat an der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde, München. Die letzten Hochwässer an der bayerischen Donau, deren Aufbau, Ursachen und Bekämpfung 739
Schulze, F. W. Otto, Geh. Regierungsrat Professor Dr.-Ing. ehr., Danzig. IX. Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft. *V* 495
Schumann, Regierungsbaumeister a. D., Berlin-Tempelhof. Fugeneisen mit ineinandergreifenden Verzahnungen. *V* 410
Schwarz, R., Ing., Konstrukteur der Deutschen Technischen Hochschule in Brünn. Berechnung gewölbter Talbrücken auf hohen, elastischen Pfeilern bei räumlichem Kraftangriff mittels des Formänderungsverfahrens . . 449, 481, 503
Schwebebahn. Bayerische Zugspitzbahn . 493
Schwimmkörper, eiserne, als Abschluß eines Trockendocks. *V* 292
Schwingungsmesser s. Meßgerät.
Sciotoville (Ohio). Die Sciotoville-Brücke. *V* 219
Seboldt, Regierungsbaumeister, Halle a. d. Saale. Seil-Rollen-Schiffshebewerk mit getauchten Gegengewichten . . 692
Seezeichen in Eisenbeton. *V* 281
Seilbahn s. Schwebebahn.
Seitz, H., Dr.-Ing., Oberingenieur der Karl Kübler A.-G., Stuttgart. Die hölzernen Funktürme des Rundfunksenders München-Stadelheim 378
Senkkasten. Große Eisenbetonschwimmkörper für Seewasserbauten. *V* . . 761
Sevilla. Druckluftgründung mit Eisenbetonsenkkasten für die San-Telmo-Brücke. *V* 113
Shandaken-Tunnel 626
Sichardt, W., Regierungsbaumeister a. D., Oberingenieur, Berlin. Über Tiefsenkungen des Grundwasserspiegels 683, 718, 730
Siebert, B., Dr.-Ing., Hamburg. Neues Bauverfahren bei der Untergrundbahn in Hamburg 365
Signale. Ankündigungsbaken für Eisenbahn-Vorsignale. *V* 257
— mit Sparbeleuchtung. *V* 750

Seite

Signalmeldeanlagen für Bremsuntersuchungen und Bremsproben im Eisenbahnbetriebe 650
Sofia. Fernwasserleitung der Stadt S. . . 295
Spangenberg, Professor, München. Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken 367, 393
— Nachtrag. *V* 472
Spannungsmesser s. Meßgerät.
Speck, Ministerialrat Dr.-Ing.. Dresden. Die sächsischen Staatsstraßen i. Jahre 1926 413
Spetzler, Dipl.-Ing., Ruhrverband, Essen. Der Entwurf einer Brücke über den Hengsteysee bei Hagen 638
Spritzbeton. Versuche an beschädigten und mit Eisenbeton ummantelten Eisenträgern. *V* 400
Spundwände. Versuche über das Widerstandsmoment eiserner Spundbohlen Bauart Larssen mit zusammengepreßtem Schloß 26, 49, 73
— Eisenbetonspundwand Bauart Ravier. *Z* 115
— Eiserne Sp. bei Schleusen 132
— Besondere Formen von Eisenbetonspundbohlen. *V* 269
— Eiserne Sp. bei Behebung von Hochwasserschäden. *V* 409
Statik. Wirkung wagerechter Kräfte bei eisernen Brücken 29
— Beitrag zur Berechnung von Raumfachwerken 81, 122
— Längsträgeranschlüsse für Brücken. *Z* . 115
— Einfache Auswertung der Einflußlinien . 124
— Festigkeitsberechnung der neuen Pregelbrücke in Königsberg (Pr.) . . 181, 556
— Statische Berechnung der Vierendeelträger 263
— Knickfestigkeit. *Z* 294
— Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken 367, 393, *V* 424, 472
— Beitrag zur Vervollkommnung der Drahtkabel-Hängebrücken 373
— Genauere Berechnung zweifacher Fachwerke 397
— Berechnung gewölbter Talbrücken auf hohen, elastischen Pfeilern bei räumlichem Kraftangriff mittels des Formänderungsverfahrens . . 449, 481, 503
— Die zulässigen Spannungen massiver Bogen . . . . . 517, *Z* 713
— Grundzüge für ein Verfahren zur dynamischen Untersuchung von Brücken 598
— Die Querschnittsermittlung biegungssteifer Tragwerkteile bei gegebener Durchbiegung 615
— ω-Verfahren der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zur Berechnung gedrückter Stäbe aus Holz in zeichnerischer Darstellung 625
— Beitrag zur Berechnung gekrümmter Träger (Erker- und Balkonträger) 676, *V* 813
— Das Verhalten der Druckstreben im Fachwerkträger mit Unterteilung . . . 746
— Der statisch bestimmte Kranbahnträger mit Y-Stützen 752
— Fehlerquellen bei der Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke und ihre Umgehung 784
Staumauern. Ausführung der Coolidge-St. als Reihenkuppel. *V* 79
— Dichtung der Hales-Bar-Staumauer durch Asphalteinspritzungen. *V* 127
— Zerstörungen durch Wirbelbildung am Sturzbett der Wilsonstauanlage. *V* . 292
— Dichtung eines Erddammes durch Preßbeton. *V* 618
Steckhan, Regierungsbaumeister a. D., Essen. Auskleidung von offenen Abwasserkanälen 406, 430
Stettin. Umbau der Brücke über die Silberwiese 611
Stollen. Neckarkraftwerk Aistaig 13
— für Wasserkraftanlagen 108
— Frischluft- und Rettungskammern unter Tage. *V* 245
— Bohr- und Sprengtechnik im Stollenbau unter Berücksichtigung des Sprengluftverfahrens 500

Seite

Stoy, W., Dr.-Ing., Holzminden. Das ω-Verfahren der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zur Berechnung gedrückter Stäbe aus Holz in zeichnerischer Darstellung 625
Straßenbau. Ausbau der österreichischen Bundesstraßen 62
— Straßenstück für Versuchszwecke in Kopenhagen. *V* 103
— Teerstraßen in der Schweiz 291
— Vorläufige Leitsätze des Reichsausschusses für Normung und Prüfung von Straßenbaustoffen. *V* 317
— Straßenbautagung in Leipzig. *V* . . . 398
— Fugeneisen mit ineinandergreifenden Verzahnungen. *V* 410
— Die sächsischen Staatsstraßen im Jahre 1926 413
— Beschleunigter Bau einer Betonstraße. *V* 435
— Straßenbautagung Leipzig 1927. *V* . . 518
— Lehre für Straßenprofile. *V* 618
— Gleisbahnen auf Landstraßen 736
— Der Weg zur Schaffung eines deutschen Kraftfahrstraßennetzes. *V* 738
— Benennungen im Teerstraßenbau. *V* . . 750
— Normung des Schotters 807
— Das zweite Ausbaujahr der bayerischen Staatsstraßen. *V* 812
Straßentunnel s. Tunnel.
Streletzky, N., Professor, Moskau. Grundzüge für ein Verfahren zur dynamischen Untersuchung von Brücken 598
Strubklammkraftwerk der Stadt Salzburg 162
Struckmann, Regierungsbaurat, Ottmachau, und Regierungsbaumeister Dr.-Ing. **Mügge,** Henrichenburg. Vier Brückenverschiebungen beim Bau der dritten Schleuse Münster 45
Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. *V* 316
Stühring, Baudirektor, Bremen. Inbetriebnahme einer neuen Flugzeughalle auf dem Bremer Flughafen 443
Sydney-Brücke. Lager für die S.-Br. *V* . 471
Sylt. Dammbau Festland—S. *V* 316
Tacoma (Wash.). Hölzerne Jochbrücke. *V* 508
Talsperren. Italienische Bestimmungen für T. 54
— Amerikanische Erfahrungen im Bau von Talsperrendämmen nach dem Spülverfahren 75
— Vortrag Schwarzenbach-T. *V* 92
— Erhöhung der Talsperre Requena in Mexiko. *V* 436
Tavanasa. Zerstörung der Rheinbrücke. *V* 749
Technische Hochschule Aachen. Bergrat Dr.-Ing. Böker zum Honorarprofessor ernannt. *V* 234
— Dr. jur. h. c. E. Mayrisch Dr.-Ing. ehr. *V* 448
Technische Hochschule Berlin. Besuch im Winterhalbjahr 1926/27. *V* 280
— Baudirektor Link, Dr.-Ing. ehr. *V* . . 471
— Dr. G. Garbotz, ordentl. Professor. *V* . 518
— Dr. M. Wierz, a. o. Professor. *V* . . . 628
Technische Hochschule Braunschweig. Ingenieur L. Kuchel, Berlin, Dr.-Ing. ehr. *V* 18
— Dipl.-Ing. H. Bachstein, Berlin, Dr.-Ing. ehr. *V* 30
— Oberbaurat Nagel, Dr.-Ing. ehr. *V* . . 234
Technische Hochschule Danzig. Wirkl. Geh. Oberbaurat Ch. Hoeft, Riesenburg (Westpr.), Dr.-Ing. ehr. *V* . . 30
Technische Hochschule Darmstadt. Gruppe der früheren Studierenden der T. H. *V* 398
Technische Hochschule Dresden. Jahrhundertfeier. *V* 761
Technische Hochschule Hannover. Direktor O. Erlinghagen, Rheinhausen, Dr.-Ing. ehr. *V* 385
— Patentanwalt E. Cramer, Dr.-Ing. ehr. *V* 434
Technische Hochschule Karlsruhe. Generaldirektor Dr.-Ing. ehr. A. Vögler Ehrensenator. *V* 280
— Fabrikbesitzer Fr. Kirchhoff, Dr.-Ing. ehr. *V* 507
— Direktor Fr. Brans, Ehrensenator. *V* . . 507
Technische Hochschule München. Professor Dantscher, Rektor der T. H. *V* . . . 604
Technische Hochschule Stuttgart. Staatssekretär Kumbier, Dr.-Ing. ehr. *V* . 434

Seite

Technische Hochschule Zürich. Direktor Dr.-Ing. L. Karner, Professor in Zürich. *V* 103
Technische Hochschulen. Besuch der deutschen T. H. im Winterhalbjahr 1926/27. *V* 140, 280
— Besuch der deutschen T. H. im Sommerhalbjahr 1927. *V* 604
— Tung-chi T. H. in Woosung (China). XIV. Jahresbericht. *V* 424
Thuramentbeton 734
Todesfälle. Prof. Dr.-Ing. ehr. B. Berrens †. *V* 726
Tokio. Erdbebensicherungen beim Bau der Mitsui-Bank. *V* 628
Torkret s. Spritzbeton.
Traß. Zweckmäßige und wirtschaftliche Betonmischungen für Wasserbauten, im besonderen der Zement-Kalk-Traß-Beton 566, *Z* 726
Tunnel, s. a. Untergrundbahn.
Tunnelbau. Automobiltunnel unter dem Hafen in Kopenhagen. *V* 18
— Eisenbahn- und Tunnelbau in Italien. *V* 56
— Fahrzeugtunnel in Oakland (Kalifornien) 277
— Eisenbahn- und Tunnelbau in Peru. *V* . 282
— Amerikanischer Tunnelbau (durch das Kaskadengebirge zwischen Sykomish und Wenatchee). *V* 293
— Auftragen von Tunnelquerschnitten mittels des Pantographen (Storchschnabels). *V* 387
— Eröffnung des Fußgängertunnels in Berlin-Friedrichshagen. *V* 422
— Moffat-Tunnel. *V* 604
— Bandförderung des Baustoffes 607
— Shandaken-Tunnel 626
— Lüftungseinrichtungen des Holland-T. *V* 711
— Neue Bahnlinie Florenz—Bologna . . . 756
— Wiederherstellungsarbeiten und Ausbau des Furka-Tunnels 792
— Hudson-T. dem Verkehr übergeben. *V* 812
Uferschutzbau an der deutschen Ostseeküste 763
Unfälle. Wirkungen des Sturmes in Florida auf Gebäude. *V* 43
— Schwerer Bauunfall bei Darmstadt. *Z* . 79
— Leuchtturmbergung durch einen 250-t-Schwimmkran. *V* 92
— Bruch des Hangkanals am Kocherfluß der Wasserkraftanlage Ohrnberg. *V* . 127
— Zerstörungen durch Wirbelbildung am Sturzbett der Wilsonstauanlage. *V* . 292
— Dammrutsch bei Rühlow (Meckl.). *V* . 518
— Zerstörung der Rheinbrücke bei Tavanasa. *V* 749
— Einsturz einer Betonstützmauer. (Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.) *V* 812
— Einsturz beim Zusammenbau einer Mississippi-Brücke. *V* 813
Unterfangungsarbeiten beim Bau der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln am Cottbusser Tor zu Berlin. *V* 616
Untergrundbahn. Umbau eines U.-Tunnels im Betriebe. *V* 44
— Neubauten der Londoner U. *V* 78
— Bau der neuen U. in New York. *V* . . 244
— Neues Bauverfahren bei der U. in Hamburg 365
— Eröffnung der I. Teilstrecke der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln, Berlin. *V* 484
— Bandförderung des Baustoffs im Tunnelbau 607
— Unterfangungsarbeiten beim Bau der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln am Cottbusser Tor zu Berlin. *V* 616
Verein Beratender Ingenieure e. V. 24. Jahresversammlung. *V* 471
Vereinigung amerikanischer Stahlfabrikanten. *V* 43
Verkehr. Statistische Angaben über die deutsche Verkehrszählung vom 1. Oktober 1924 bis 30. September 1925 . 703
— Verkehrswesen in Columbien u. Ecuador. *V* 738
„Verkehrsverband Ostmark". Vortrag Krieg: Wasserstraßen im Odergebiet 809
Vieser, W. F., Dipl.-Ing. Dr., Wien. Statische Berechnung der Vierendeelträger . . 263
— Die neue Bahnlinie Rom—Neapel. *V* . 726
— Die neue Bahnlinie Florenz—Bologna . 756

Seite

Vögler, A., Generaldirektor Dr.-Ing. ehr., Ehrensenator der Technischen Hochschule Karlsruhe. *V* 280
Volk, Geh. Baurat, in den Ruhestand getreten. *V* 812
Vorschriften. Verfügung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung, betr. den Grundanstrich neuer Eisenbauwerke. *V* 18
— Einführung der neuen „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke". *V* . 20
— „Vorläufige Bestimmungen für Holztragwerke (B H)" der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 21, 84
— Bekanntmachung des Technischen Oberprüfungsamtes betr. Probearbeiten. *V* 42
— Verfügung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung, betr. Vorläufige Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus Siliziumstahl (St Si). *V* 42
— Italienische Bestimmungen für Talsperren 54
— Prüfungsverfahren für schwierige statische Berechnungen. *V* 55
— Änderung der Anweisung für die statische Prüfung durch Prüfingenieure. *V*. . 306
— Vorläufige Leitsätze des Reichsausschusses für Normung und Prüfung von Straßenbaustoffen. *V*. 317
— Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken. *V* 409
Voß, Oberbaurat Dr.-Ing., Kiel. Die Köln-Mülheimer Brücke 758
Wasserbau-Versuchswesen. Versuche über d. Widerstandsmoment eiserner Spundbohlen, Bauart Larssen, mit zusammengepreßtem Schloß 26, 49, 73
— Schleusen ohne Umläufe 36
— Auswertung von Pegelbeobachtungen . 283
— Der Wert baulicher Versuche in den geschiebeführenden Flüssen. 371
— Modellversuche für die Hochwasserabführung am Limmatkraftwerk Wettingen der Stadt Zürich 491
— Bodensetzungserscheinungen bei Grundwasserabsenkungen 614
— Querschnittsbemessung von Hochwasserdämmen aus durchlässigem Material 642
— Strömungsverhältnisse bei einem Klappenwehr 698
— Aufnahme von Tiefenplänen bei Modellversuchen 809
Wasserbehälter, bergschadensichere, der Stadt Essen. *V* 232
Wasserkraftanlagen. Stollen Neckarkraftwerk Aistaig 13
— Großwasserkraftanlage am Shannon zur Elektrizitätsversorgung Irlands. *V* . 18
— Förchenbachwerk 58
— Stollen für W. 108
— Tiefbauarbeiten der Shannonwasserkraftanlage in Irland 129
— Strubklammkraftwerk der Stadt Salzburg 162
— Wasserkraftausbau in Baden . . . 211, 248
— Selbsttätige Heber an italienischen Wasserkraftanlagen. *Z* 246
— Pump-Speicherkraftwerk Niederwartha bei Dresden. *V* 375
— Behebung der schädlichen Folgen einer Rißbildung im Wasserschloß einer Großwasserkraftanlage 415, 469
— Lappin bei Danzig. *V* 448

Seite

Wasserkraftanlagen. Modellversuche für die Hochwasserabführung am Limmatkraftwerk Wettingen der Stadt Zürich 491
— Achensee-Kraftwerk, Inbetriebnahme. *V* 646
— — Entstehung. *V* 709
— — Geschweißte Rohrleitungen. *V* . . 760
— bayerische, zu Beginn des Jahres 1927 . 805
Wasserkräfte der europäischen Länder . . 9
Wasserversorgung von New York . . . 100
— Neugestaltung der Trinkwasserversorgung der Städte Athen und Piräus . . . 239
— Fernwasserleitung der Stadt Sofia . . . 295
Wehre. Kanalisierung des Mains und die Einführung der Walzenwehre . . . 23
— Eisabführung an Wehren . . . 516, *Z* 32
— Hydraulisches Dachwehr 303
— Modellversuche für die Hochwasserabführung am Limmatkraftwerk Wettingen der Stadt Zürich 491
— Bau des Hauptwehrs bei Zemo-Awtschaly im Kaukasus 602
— Strömungsverhältnisse bei einem Klappenwehr 698
Weiden (Oberpfalz). Die geplante Nabtalentwässerung im Weidener Becken zwischen Neustadt und Rothenstadt . 117
Weidmann, Reichsbahnoberrat, München. Versuche über den zulässigen Lochleibungsdruck von Nietverbindungen 668
Werkkanäle s. Kanäle.
Werkstofftagung Oktober 1927, Berlin. *V* 242, 629
Wesel. Straßenbrücke über den Rhein. *Z* 104
— Hebung und Wiederherstellung einer durch Hochwasser beschädigten Brücke . . 226
— Erneuerung der eisernen Überbauten der Eisenbahnbrücke über den Rhein 662, 686 *Z* 814
Wettbewerb. Entscheidung des Preisgerichts für den Spannungs- und Schwingungsmesser (W. der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft). *V* 30, 42
— um den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein. Wettbewerbsergebnis. *V* 56
— — Beschreibung von Entwürfen . 57, 69, 105, 134, 215, 274, 298
— — Erklärung . . . . . 377, *Z* 758
— — Gründung der Landwiderlager für die feste Straßenbrücke in Köln-Mülheim mit Grundwasserabsenkung oder Unterwasserschüttung . . . . . 380, *Z* 532
— Ergebnis des internationalen W. für die feste Straßenbrücke über den Niemenfluß in Kowno, Litauen. *V* . . 257, 293
— Lechbrücke Hochzoll. *V* 375
— für den finnischen Hafen Kotka. *V* . . 422
— zum Neubau der Hochzoller Straßenbrücke 497, 525
Wien. Floridsdorfer Brücke über die Donau 339
Wierz, M., Dr., a. o. Professor der T. H. Berlin. *V* 628
Wiesmann, E., Dr. sc. techn., Zürich. Über Lawinenverbauungen in den Schweizer Alpen 690
— Wiederherstellungsarbeiten und Ausbau des Furkatunnels 792
Winddruck. Wirkungen des Sturmes in Florida auf Gebäude. *V* 43
Winkel, R., Dr.-Ing., Professor an der Techn. Hochschule Danzig. Betrachtungen zur Hochwasserkatastrophe im Erzgebirge 476

Seite

Wollin. Umbau der Eisenbahnbrücke über die Dievenow bei W. 803
Worch, G., Dr.-Ing., Privatdozent an der Technischen Hochschule Darmstadt. Der statisch bestimmte Kranbahnträger mit Y-Stützen 752
Zementputz. Beseitigung durch Feuer. *V* 424
Zemo-Awtschaly (Kaukasus). Bau des Hauptwehrs 602
Zentralverein für deutsche Binnenschifffahrt e. V. 58. ordentl. Hauptversammlung. *V* 627
— — Bericht. *V* 693
Zimmermann, Wirkl. Geheimer Oberbaurat, Dr.-Ing., Dr., Berlin. Die Köln-Mülheimer Brücke 377, 758
Zugspitzbahn, bayerische 493
Zuschriften an die Schriftleitung. Prof. Dr.-Ing. H. Kulka, Hannover — Oberbaurat Geiße, Hannover: Zur Frage der Eisabführung an Wehren . . . 32
— Dipl.-Ing. G. Bierett, Berlin — Oberbaurat Nils Buer, Hamburg: Die größte Materialprüfungsmaschine der Welt . . 68
— Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt — Oberbaurat Steinberger, Darmstadt: Schwerer Bauunfall bei Darmstadt . 79
— Neuer Erdrutsch bei Rosengarten . . . 80
— Die Straßenbrücke über den Rhein bei Wesel 104
— Dipl.-Ing. E. Palmblad, Hamburg — Dipl.-Ing. H. Döll, Berlin: Längsträgeranschlüsse für Brücken 115
— Eisenbetonspundwand Bauart Ravier . . 115
— Professor Dr.-Ing. E. Giese, Berlin — Regierungsbaumeister Günthel, Berlin: Die Rheinisch-Westfälische Städtebahn Köln—Dortmund 234
— Regierungsbaumeister Greiff, Berlin: Selbsttätige Heber an italienischen Wasserkraftanlagen 246
— Prof. R. Krohn, Danzig: Knickfestigkeit . 294
— Ministerialrat a. D. E. Faber, München — Baurat A. Schneider, Herrenalb (Württ.): Der Einfluß der Wasserstände auf die Höhenlage der Talwegschwellen in geschiebeführenden Wasserläufen . . 387
— Leon S. Moisseiff, New York — Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. J. Melan, Prag — Prof. Dr. W. Schachenmeier, München: Die Delaware-River-Brücke zwischen Philadelphia und Camden 411
— Prof. O. Franzius, Hannover — J. Schäfer, Magistratsbaurat, Berlin: Zur Frage der Grundwasserabsenkung oder Unterwasserschüttung 532
— Oberbaurat Dr. F. Emperger, Wien — Dr.-Ing. H. Leitz, München: Die zulässigen Spannungen massiver Bogen 713
— Dr. G. Herfeldt: Zweckmäßige und wirtschaftliche Betonmischungen für Wasserbauten, im besonderen der Zement-Kalk-Traß-Beton 726
— Prof. Hartmann, Wien — Reichsbahnoberrat Krabbe, Essen: Die Eisenbahnbrücke bei Wesel über den Rhein . 814
Zwach, Reichsbahnrat, Stendal. Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten 439, 465
ω-Verfahren der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zur Berechnung gedrückter Stäbe aus Holz in zeichnerischer Darstellung 625

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang | BERLIN, 1. Januar 1927 | Heft 1

Alle Rechte vorbehalten.

Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau im Jahre 1926.

Von Dr.-Ing. ehr. Dr. techn. h. c. **Schaper.**

Die Belange des Brücken- und Ingenieurhochbaues konnten im vergangenen Jahre ebenso wie im Jahre 1925[1]) kräftig gefördert werden. Bedeutende Bauwerke für neue Anlagen wurden vollendet. Zu schwache Brücken wurden durch neue ersetzt oder verstärkt. An die Stelle abgängiger Ingenieurhochbauten traten neue. Dabei wurde die Ingenieurbaukunst oft vor sehr schwierige Aufgaben für die Auswechslung der alten Überbauten gegen die neuen gestellt, weil der Eisenbahnbetrieb nicht unterbrochen werden durfte. Neue Maßnahmen zur Besserung des Unterhaltungszustandes der Brücken und Ingenieurhochbauten wurden getroffen. Weitere Vorschriften für die Unterhaltung und Ausbildung dieser Bauwerke wurden herausgegeben. Die Versuche zur Klärung noch offener Fragen im Brückenbau wurden weitergeführt. Die Bestrebungen, den Baustoff für die eisernen Brücken und Ingenieurhochbauten weiter zu verbessern und zugleich damit die Wirtschaftlichkeit zu heben, hatten Erfolg.

Von Bauwerken, die für neue Anlagen im vergangenen Jahre vollendet wurden, seien genannt:

1. Die zweigeschossige Eisenbahn- und Straßendrehbrücke über den Pregel in Königsberg i. Pr.[2]) mit anschließenden festen Brücken (Abb. 1).

Abb. 1. Drehbrücke über den Pregel in Königsberg i. Pr.

Die Stützweite jedes der beiden Arme der Drehbrücke mißt 28,70 m. Die Vorrichtungen zum Anheben und Drehen der Brücke sind neuartig. Die Schienen zwischen den festen Brücken und der Drehbrücke werden durch besondere Anordnungen im geschlossenen Zustande der Brücke so miteinander verbunden, daß sie bei allen Wärmegraden ohne jede Lücke, aber auch ohne jede Zwängung eng aneinander stoßen, wodurch das stoßfreie Befahren der Übergangstellen gewährleistet ist.

2. Die zweigleisigen Eisenbahnbrücken über die West- u. Ostoder bei Stettin[3]) im Zuge der Güterumgehungsbahn (Abb. 2, 3 u. 4).

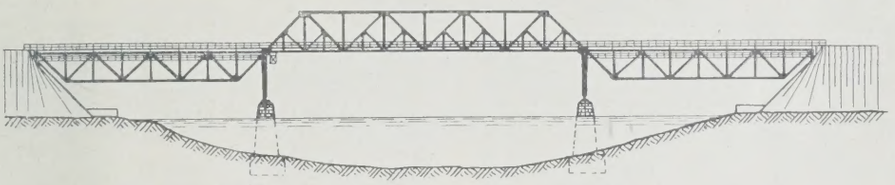


Abb. 2. Brücke über die Westoder bei Stettin.

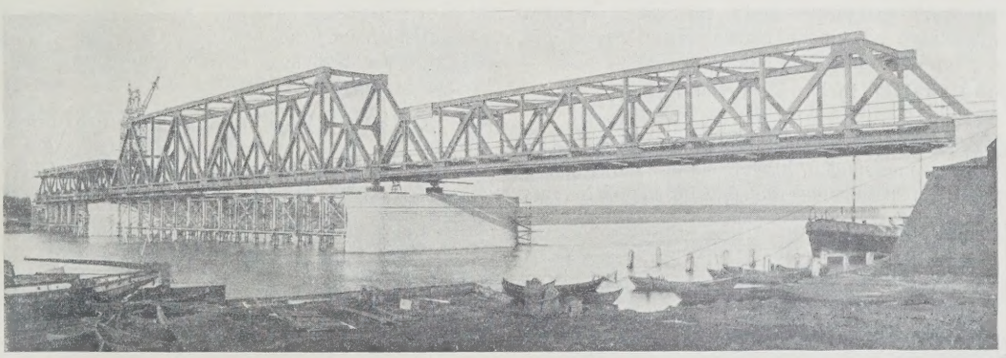


Abb. 3. Brücke über die Ostoder bei Stettin.

Bei beiden Brükken sind die Überbauten einfache Balkenträger mit parallel verlaufenden Unter- und Obergurten und abgeschrägten Enden; bei der Brücke über die Westoder liegen die seitlichen Überbauten unter der

Abb. 4. Brücke über die Westoder bei Stettin im Bau.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 2.

[2]) Ebenda 1925, Heft 26.

[3]) Über diesen Bau wird demnächst in der „Bautechnik" ausführlich berichtet werden.

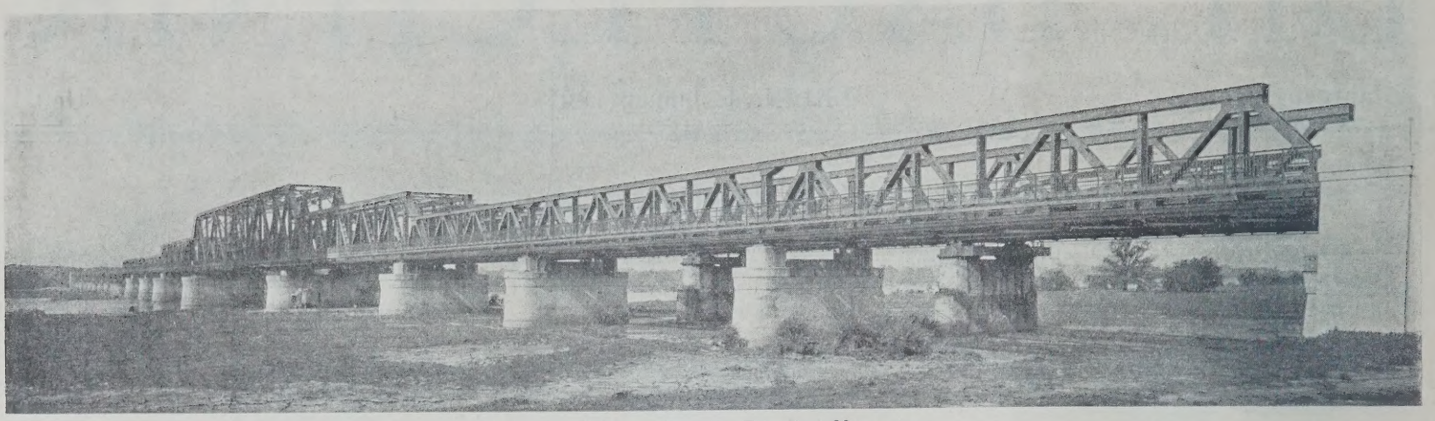


Abb. 5. Brücke über die Elbe bei Hämerten.

Fahrbahn, während der mittlere Überbau über der Fahrbahn angeordnet ist; bei der Brücke über die Ostoder liegen die Hauptträger aller drei Überbauten über der Fahrbahn. Die Lager der über den Mittelstützen zusammenstoßenden Hauptträger der Überbauten der Ostoderbrücke sind als sogenannte gemeinsame Lager ausgebildet. Die Lager der Hauptträger des mittleren Überbaues der Westoderbrücke liegen außen neben den Lagern der seitlichen Überbauten. Die Mittelstützen der Brücke über die Westoder sind eiserne Portale, die der Brücke über die Ostoder steinerne Pfeiler. Die Stützweiten der Überbauten der Brücke über die Westoder betragen 60 m, 120 m und 60 m, die der Überbauten über die Ostoder 62,5 m, 100 m und 62,5 m. Der Baustoff der Überbauten beider Brücken ist St 48. Die Mittelstützen beider Brücken sind mit Druckluft gegründet. Die Widerlager sind auf Pfählen gegründet und in aufgelöster Eisenbetonbauweise durchgebildet. Die Überbauten der Brücke über die Ostoder wurden auf festen Gerüsten an Ort und Stelle zusammengebaut. Ebenso wurden die seitlichen Überbauten der Brücke über die Westoder aufgestellt. Der große Mittelüberbau wurde auf dem westlichen Seitenüberbau zusammengebaut (Abb. 4). Er wird in nächster Zeit an seine endgültige Stelle verschoben werden. Dabei wird das wasserseitige Ende von einem schwimmenden Gerüst und das landseitige Ende von zwei Verschubwagen getragen werden.

3. Die Bahnhofshallen in Frankfurt a. d. O.[4])

Unter den zahlreichen Brücken, die an die Stelle zu schwacher Bauwerke getreten sind, ragen durch ihre Abmessungen, ihre eigenartige Formgebung oder durch die Schwierigkeit ihres Einbaues folgende besonders hervor:

[4]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 46.

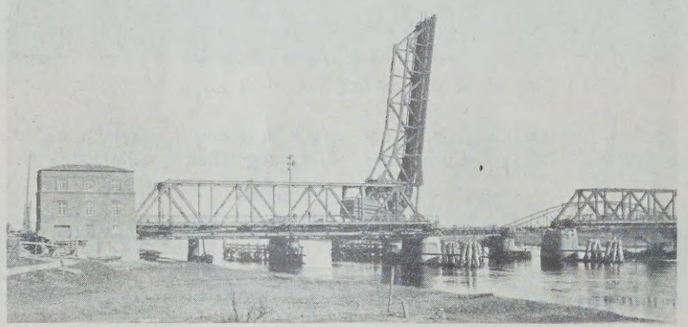


Abb. 6. Brücke über die Ems bei Weener.

1. Die zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten[5]) (Abb. 5).

Die neue Brücke mußte neben der alten errichtet werden, weil der sehr starke Eisenbahnverkehr durch den Umbau nicht im mindesten gestört, behindert oder gefährdet werden durfte. Die neun westlichen Flutüberbauten (in der Abb. 5 ganz links), liegen unter der Fahrbahn, die anderen neun Überbauten über der Fahrbahn. Die Hauptträger der ersteren sind Parallelträger mit gemeinsamen Lagern über den Pfeilern, die Hauptträger der letzteren sind zu einem abgestuften durchlaufenden und symmetrischen Parallelträger mit Gelenken zusammengefaßt. Die Stützweite des großen Stromüberbaues mißt 106 m. Er mußte im freien Vorbau zusammengebaut werden. Das Brückenbild ist in sich geschlossen, schlicht und einfach und paßt sich der flachen Elbeniederung sehr gut an. Der Baustoff ist St 48.

2. Die eingleisige Eisenbahnbrücke über die Ems bei Weener[6]) (Abb. 6).

Die Brücke ist deshalb besonders bemerkenswert, weil sie neben sechs festen Überbauten von 50,64 m Stützweite eine Klappbrücke von 29,10 m Stützweite aufweist. Die letztere besitzt neuartige Bewegungsvorrichtungen und ausgezeichnet wirkende Anordnungen zum stoßfreien Befahren der Schienen an den Übergangsstellen von der beweglichen Brücke zu den festen Überbauten.

3. Die zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Lech bei Hochzoll[7]) (Abb. 7 u. 8).

Die Stützweite des Überbaues mißt 91 m. Die Hauptträger sind Zweigelenkbogen mit Zugband; an den Enden sind die Bogen abgeschrägt,

[5]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 15 u. 16, 1926, Heft 3, 4 u. 8.
[6]) Vergl. „Zentralblatt der Bauverwaltung" 1926, Nr. 47. „Die Bautechnik" 1925, Heft 23 u. 24.
[7]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 20 u. 22.

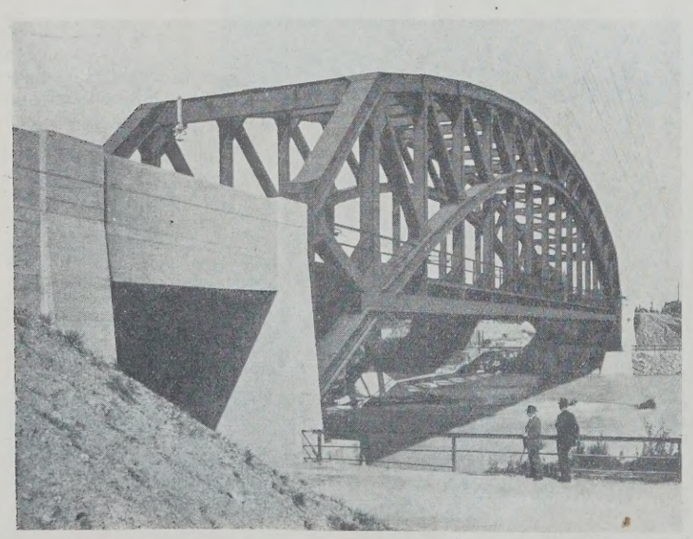


Abb. 7. Brücke über den Lech bei Hochzoll. Seitenansicht.

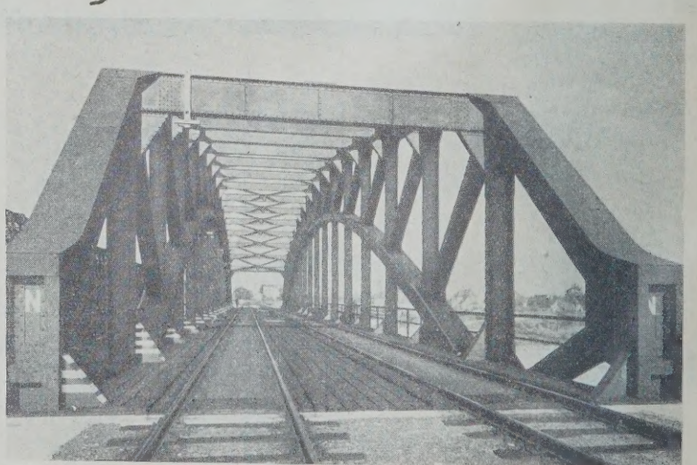


Abb. 8. Brücke über den Lech bei Hochzoll. Innenansicht.

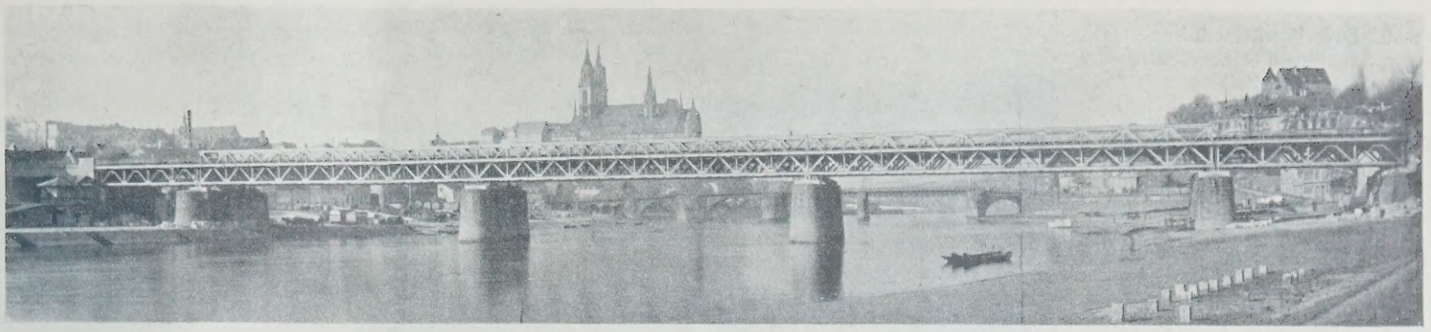


Abb. 9. Brücke über die Elbe bei Meißen.

um ohne Härte zu den anschließenden kleinen Überbauten und Dämmen überzuleiten.

Die beiden Abbildungen lassen die ausgezeichnete Wirkung der Bogenträger und den sehr ruhigen, klaren Eindruck der Innenansicht des Überbaues erkennen. Baustoff: St 48.

4. Die zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Meißen[8]) (Abb. 9).

Die neuen eingleisigen Überbauten sind auf den alten Pfeilern gelagert; sie wurden unter Benutzung der alten, ebenfalls eingleisigen Überbauten als Montagegerüste und bei eingleisigem Eisenbahnbetriebe errichtet. Mit Rücksicht auf das Stadtbild von Meißen mit seiner hochragenden Albrechtsburg wurden für die Überbauten schlichte, einfache Formen gewählt. Die Hauptträger der Überbauten über den drei Stromöffnungen sind durchlaufende Parallelträger ohne Gelenke mit gekreuzten unter 45° geneigten Streben. Die kleinen seitlichen Überbauten zeigen Parallelträger mit einfachen, auch unter 45° geneigten Streben. Die Fahrbahn liegt in der Höhe der Obergurte der kleinen Überbauten und in der Höhe der Kreuzungspunkte der Streben der Stromüberbauten. Die Stützweite der letzteren beträgt 56,2 m. Baustoff: St 48.

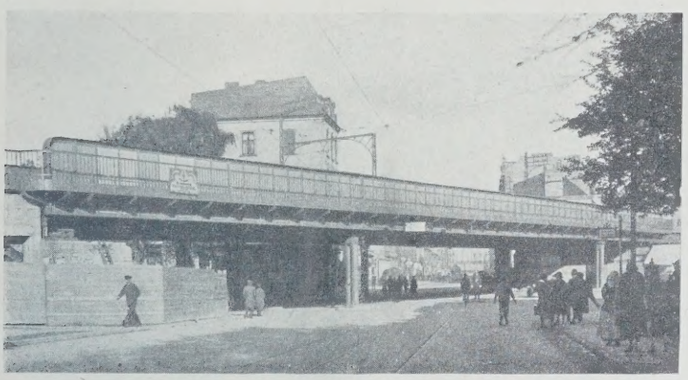


Abb. 10. Brücke am Stern in Altona.

5. Neue eingleisige Überbauten im Zuge des Gleises Halle—Cottbus der Elbebrücke bei Torgau.

Die neuen Überbauten wurden bei eingleisigem Betriebe auf dem Gleise Cottbus—Halle unter Benutzung der alten Überbauten als Montagegerüste zusammengebaut und auf den alten Pfeilern gelagert.

6. Die viergleisige Eisenbahnbrücke über die Straßenkreuzung am Stern in Altona[9]) (Abb. 10 u. 11).

Die neue Brücke besteht aus zwei zweigleisigen Überbauten mit vollwandigen, über drei Öffnungen durchlaufenden Hauptträgern, deren Stegblechhöhe 2,7 m beträgt. Sie sind an die Stelle eines zusammenhängenden, viergleisigen Überbaues getreten, deren Hauptträger teils vollwandig und teils fachwerkartig waren. Der Einbau der neuen Überbauten war außergewöhnlich schwierig. Der sehr starke Verkehr auf den vier Gleisen vertrug nur für kurze Zeit die Einschränkung auf einen zweigleisigen Betrieb. Die neuen Überbauten wurden nacheinander auf der einen Seite neben dem alten Überbau auf einem festen Gerüst zusammengebaut und mit Hilfe von großen Portalkranen gegen die beiden Überbauhälften, in die der alte Überbau zerlegt war, ausgewechselt. Aus der Abb. 11 ist zu erkennen, welche Schwierigkeiten der Einbau der neuen Überbauten bereitete. Baustoff: St 48.

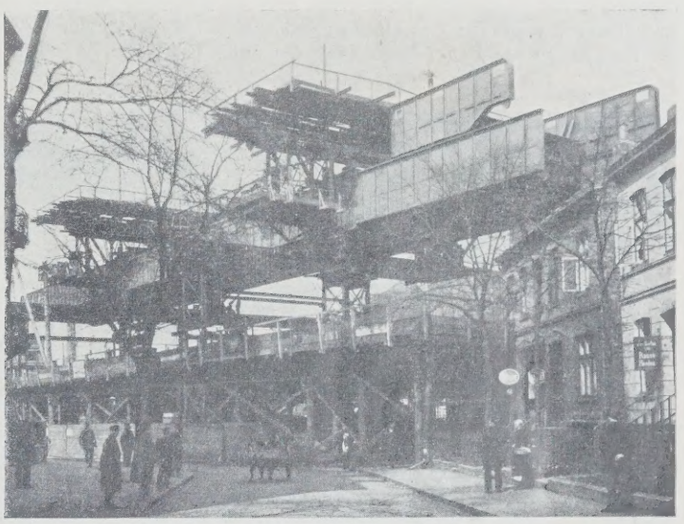


Abb. 11. Brücke am Stern in Altona im Bau.

7. Havelbrücke bei Rathenow.[10])

Die neue Brücke ist aus denselben Gründen wie die neue Elbebrücke bei Hämerten neben der alten errichtet worden. Sie zeigt der neuen Elbebrücke bei Hämerten verwandte Formen. Baustoff: St 48.

8. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Havel bei Potsdam (Abb. 12).

Mit Rücksicht auf das schöne Stadtbild in Potsdam ist hier eine besonders schöne Trägerform gewählt worden. Die Stromöffnung wird von einem durch einen Vollwandträger versteiften Stabbogen überbrückt, dessen Stützweite 61 m beträgt. Die kleinen Seitenöffnungen werden von vollwandigen, 14,6 m weit gestützten Trägern überspannt. Die Überbauten sind eingleisig. Der Baustoff ist St 48. Der Umbau vollzog sich in der Weise, daß die alten eingleisigen Überbauten des einen Gleises seitlich verschoben und auf Hilfsunterstützungen gelagert wurden (Abb. 12), der Betrieb dieses Gleises dann über die verschobenen Überbauten geleitet wurde und nun die neuen Überbauten an der freigewordenen Stelle auf festen Gerüsten zusammengebaut wurden. Nach der Fertigstellung dieser Überbauten wurde der Betrieb des anderen Gleises auf sie gelegt. Die alten Überbauten dieses Gleises konnten dann abgebrochen und die neuen Überbauten an ihrer Stelle errichtet werden.

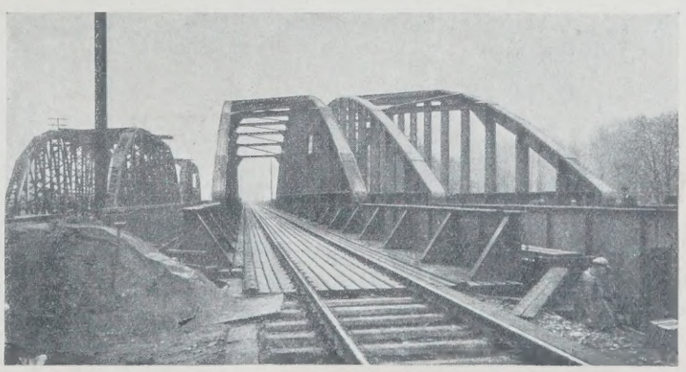


Abb. 12. Brücke über die Havel in Potsdam.

[8]) Vergl. Der „Bauingenieur" 1925, S. 845 u. f.

[9]) Über die Brücke wird demnächst ein ausführlicher Bericht in der „Bautechnik" erscheinen.

[10]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 27 und 29.

9. Die Landebrücken in Stralsund-Hafen und Altefähr.[11])

Die alten Brücken hatten Hauptträger, die unter der Fahrbahn lagen, dauernd in das Seewasser eintauchten und trotz sorgfältiger Unterhaltung immer mehr von Rost zerstört wurden. Bei den neuen Brücken sind die Hauptträger über der Fahrbahn angeordnet und somit dem Angriff des Seewassers entzogen. Die neuen Brücken sind mit zweckmäßigen, neuartigen Hubvorrichtungen ausgerüstet.

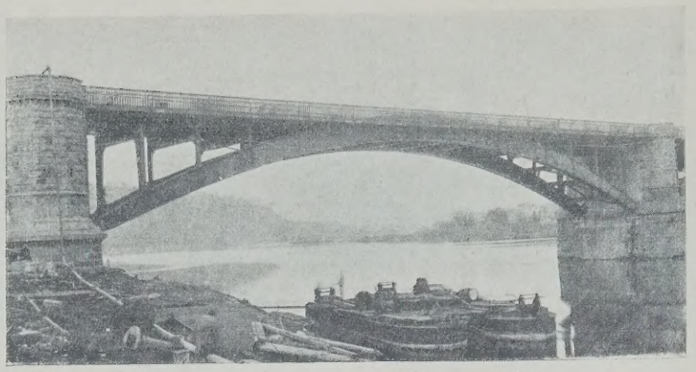


Abb. 13. Brücke über die Mosel bei Güls.

Der Baustoff ist St 48. Beim Umbau der Brücke wurde die Schienenoberkante um 1 m gehoben. Dadurch wurde eine im Zuge der Oderbrücke liegende zweiarmige Drehbrücke entbehrlich. Der neue große Überbau dieser Brücke ist an die Stelle der Drehbrücke und zweier 26 m weit gestützter fester Überbauten getreten. Die gewölbte Brücke über die Warthevorflut ist aus hartgebrannten, schön gefärbten Klinkern hergestellt und zeigt gute, ruhige Formen.

10. Die zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Güls (Abb. 13).[12])

Der Strom wird in drei Öffnungen von vollwandigen, 64 m weit gespannten Bogenträgern, die in der Mitte die Fahrbahn bis zur Geländeroberkante überragen, überbrückt. Der Baustoff ist St 48.

Die neuen zweigleisigen Überbauten wurden neben den alten auf festen Gerüsten zusammengebaut, vorübergehend für den Vorgang des Einschiebens mit Zugbändern ausgerüstet und mit Wasserdruckpressen auf Verschubwagen abgesetzt. In einer nächtlichen Betriebspause wurden die alten Hauptträger an den Lagern und die alten Fahrbahnteile an den Pfeilern und Widerlagern durchgebrannt, nachdem auch die alten Überbauten mit Wasserdruckpressen auf Verschubwagen gelagert und etwas angehoben waren. Dann wurden die alten Überbauten mit den Verschubwagen auf querliegenden Verschubbahnen ausgefahren und gleichzeitig die neuen Überbauten eingefahren. Schließlich wurden die neuen Überbauten durch Absenken der Druckwasserpressen auf die neuen Lager, die neben den alten eingebaut waren, abgesetzt.

11. Die zweigleisigen Eisenbahnbrücken bei Cüstrin über die Oder (Abb. 14), über die Warthe (Abb. 15) und über die Warthevorflut (Abb. 16).[13])

Die eisernen Überbauten der beiden zuerst genannten Brücken sind eingleisig, ihre Hauptträger sind an den Enden abgeschrägte Halbparabelträger mit Strebenfachwerk und Unterteilung. Die großen Überbauten sind 80 m und die kleinen 53,40 m weit gestützt.

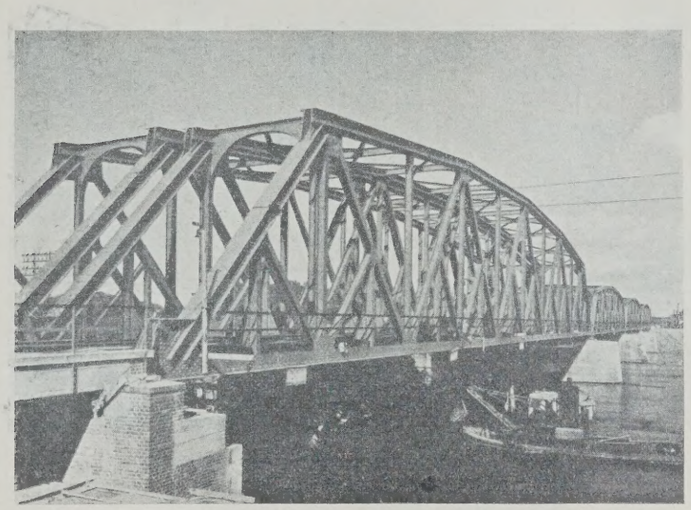


Abb. 14. Brücke über die Oder bei Cüstrin.

Abb. 15. Brücke über die Warthe bei Cüstrin.

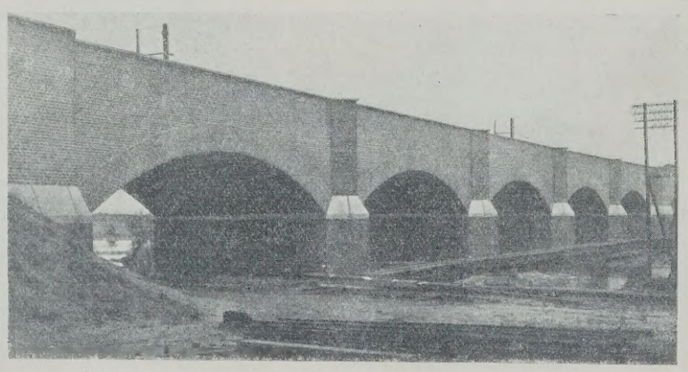


Abb. 16. Brücke über die Warthevorflut bei Cüstrin.

[11]) Vergl. „Der Bauingenieur“ 1926, Heft 43.

[12]) u. [13]) Über die Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Güls und die Eisenbahnbrücken bei Cüstrin werden demnächst ausführliche Berichte in der „Bautechnik“ erscheinen.

12. Die Hellerstraßenbrücke bei Breslau (Abb. 17).

Die Hauptträger des neuen Überbaues sind über die beiden Öffnungen durchlaufende Träger ohne Gelenke mit je 64 m Stützweite. Die Obergurte steigen in schön geschwungener Linie von den Brückenenden zur Brückenmitte an. Die Trägerhöhe beträgt an den Enden 6,4 m und über dem Mittelpfeiler 14,4 m. Mit Rücksicht auf die starke Rauchgasentwicklung der Lokomotiven unter der Brücke ist die Tafel der Fahrbahn und der Fußsteige in Eisenbeton hergestellt, und die Querträger und Fußsteigkonsole sind mit Beton ummantelt. Die Untergurte sind durch untergehängte Eisenbetonplatten dem Angriff der Rauchgase entzogen. Die Geländer sind mit Rücksicht auf die spätere Elektrisierung der unter der Brücke liegenden Gleise massiv ausgebildet.

Wo es wirtschaftlich vorteilhaft und technisch durchführbar war, wurden die zu schwachen Brücken durch Hinzufügen neuer Teile verstärkt. Zwei bemerkenswerte Ausführungen dieser Art sind die folgenden:

1. Verstärkung des eisernen Eisenbahnviaduktes Mittweida—Markersbach (Abb. 18).

Die eisernen Pfeiler wurden durch Hinzufügen neuer wagerechter und senkrechter Glieder, die Überbauten durch Einbau je eines weiteren Hauptträgers außen neben den beiden alten verstärkt. Die neuen Hauptträger wurden durch zwei Eisenbahnkrane (Abb. 18) in Betriebspausen eingesetzt. Die alte Fahrbahn, die aus unmittelbar auf den Hauptträgern auf liegenden Belageisen bestand, war ebenfalls zu schwach. Die Belageisen wurden durch hölzerne Querschwellen ersetzt. Die 240 m lange Fahrbahn wurde an einem Sonntag in der sehr kurzen Zeit von 13 Stunden umgebaut.

2. Verstärkung der eingleisigen Überbauten im Gleis Reppen—Frankfurt a. d. O. der Oderbrücke bei Frankfurt a. d. O.[14]) (Abb. 19).

Gelingt es, die zu verstärkenden Überbauten vom Eigengewicht zu entlasten und die Verstärkungsteile in diesem Zustande aufzubringen, so nehmen die Verstärkungsteile an der Aufnahme des Eigengewichtes und der beweglichen Lasten teil. Im anderen Falle beteiligen sich die Verstärkungsteile nicht an der Aufnahme des Eigengewichtes. Es ist klar, daß im ersten Falle nicht unerheblich an Gewicht für die Verstärkungsteile gespart wird. Dies Verfahren ist also das wirtschaftlichere, wenn die Vorrichtungen zur Entlastung der Überbauten vom Eigengewicht keine großen Kosten erfordern. Im vorliegenden Falle gelang die Entlastung vom Eigengewicht ohne Aufwendung großer Mittel dadurch, daß einer der 53,4 m weit gestützten Überbauten der neuen Brücke über die Oder bei Cüstrin (Abb. 14) vor seinem endgültigen Einbau als Entlastungsträger für die Verstärkung jeder der elf 39,4 m weit gestützten Überbauten der Oderbrücke bei Frankfurt a. d. O. benutzt wurde (Abb. 19). Jeder der alten Überbauten wurde durch Schlaufen mit den Querträgern des jeweils über ihm liegenden Überbaues verbunden. Durch Anziehen der Schlaufen wurde das Eigengewicht des alten Überbaues auf den darüberliegenden Überbau übertragen, der dabei auf Rosten aus I-Trägern über den Endpfosten der alten Nachbarüberbauten gelagert war. Nach Vollendung der Verstärkung eines Überbaues wurde der Entlastungsüberbau auf dem Gleise mit Verschubwagen über den Nachbarüberbau gefahren. Der Betrieb der zweigleisigen Strecke mußte während der Arbeiten eingleisig auf dem Gleise Frankfurt a. d. O.—Reppen geführt werden.

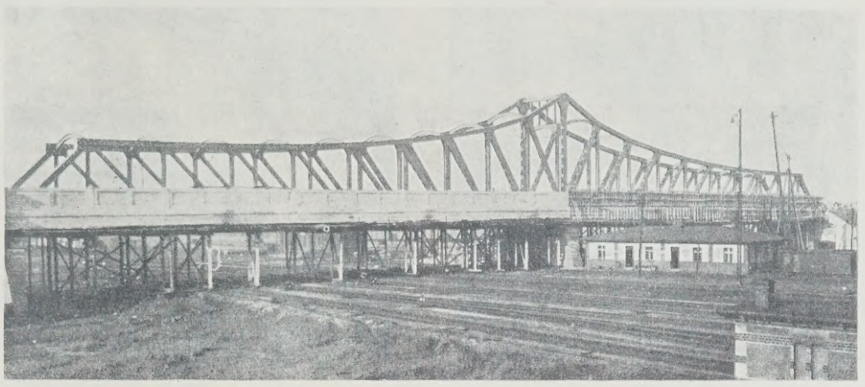


Abb. 17. Hellerstraßenbrücke bei Breslau.

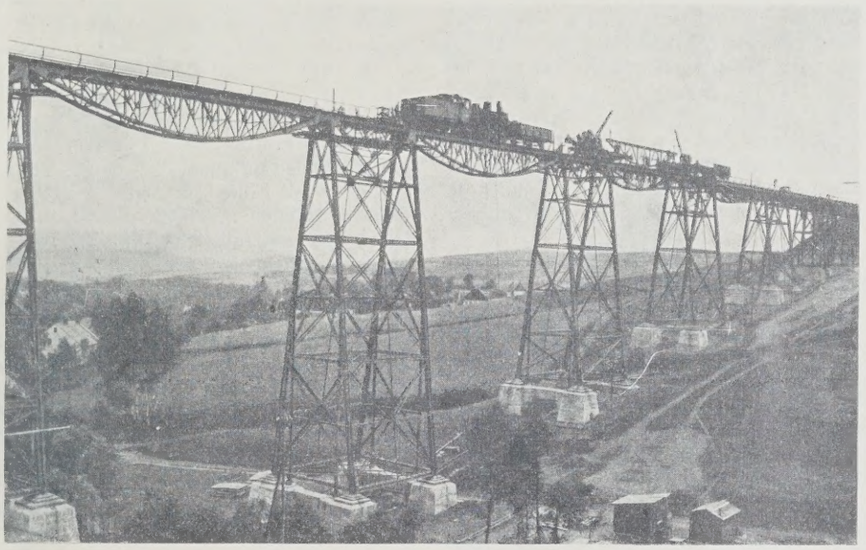


Abb. 18. Viadukt Mittweida—Markersbach.

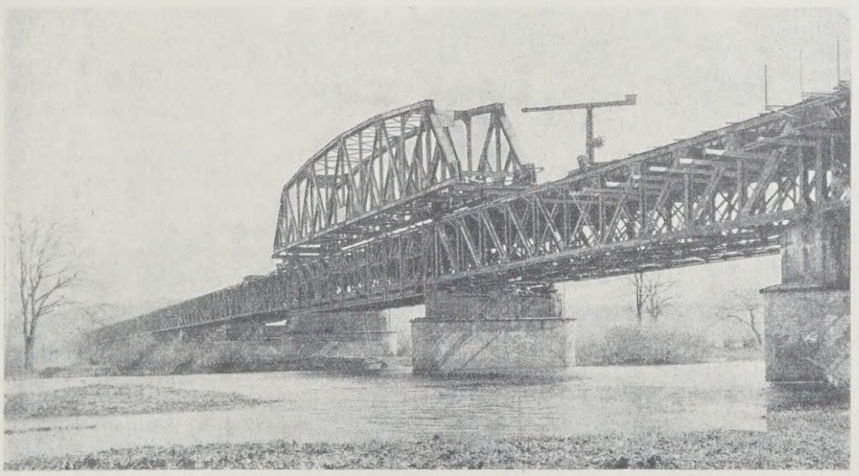


Abb. 19. Verstärkung der Oderbrücke bei Frankfurt a. d. Oder.

Zwei bedeutende Bauwerke, die an die Stelle von abgängigen getreten sind, sind die Hallen der Bahnhöfe Alexanderplatz (Abb. 20) und Schlesischer Bahnhof (Abb. 21) in Berlin. Das Eisenwerk der fachwerkartigen Binder und Pfetten beider Hallen war von den Lokomotivgasen derart angegriffen worden, daß bei starkem Sturm oder bei großer Schneebelastung ein Einsturz befürchtet werden mußte. Die neuen Binder beider Hallen sind vollwandig. Die neuen Oberlichter der Halle des Schlesischen Bahnhofes sind raupenförmig; sie sind aber nicht, wie es bei älteren Ausführungen in der Regel zu finden ist, so angeordnet, daß sie unmittelbar zusammenstoßen, weil die Traufe zwischen zwei eng aneinanderliegenden Oberlichtern schwer zugänglich und schlecht zu unterhalten ist; zwischen je zwei Oberlichtern ist vielmehr ein breiter Streifen der Dachhaut durchgeführt. Die Halle des Bahnhofes Alexanderplatz hat ein im First liegendes und in der Längsachse verlaufendes dachförmiges Oberlicht und auf beiden Seiten je ein sich der Dachfläche anschmiegendes und ganz durchlaufendes Oberlicht. Bei beiden Hallen ist für gute Rauchabführung gesorgt, bei der Halle des Bahnhofes Alexanderplatz noch besonders dadurch, daß über den an den Hallenwänden liegenden Gleisen in der Dachhaut Rauchschlitze angeordnet sind, die nach dem Innern der Halle zu durch hölzerne Schürzen abgeschlossen sind (Abb. 20 hinten).

Die beiden genannten Hallen und die Halle des Anhalter Bahnhofes in Berlin wurden mit großen fahrbaren, eisernen Gerüsten versehen, die es ermöglichen, jederzeit ohne Gefahr bei den Arbeiten und für den Eisenbahnbetrieb die Dächer nachsehen und unterhalten zu können.[15])

Für Brücken und Ingenieurhochbauten wurden im ganzen 39 500 t Flußstahl St 37 und 41 400 t hochwertigen Baustahls St 48 eingebaut.

Die „Vorläufigen besonderen Bedingungen für die Lieferung von Farben für Eisenbauwerke", die „Vorläufigen besonderen Bedingungen für die Entrostung und das Anstreichen von Eisenbauwerken" und die „Vorläufigen Richtlinien für die Ausführung und Unterhaltung des Anstrichs von Eisenbauwerken" wurden auf Grund der Erfahrungen der letzten Zeit neubearbeitet und in den „Vorschriften für die Lieferung von Farben und die Ausführung von Anstrichen für Eisenbauwerke (FAE)" zusammengefaßt.

Um zur Förderung des so außerordentlich wichtigen Rostschutzes der Eisenbauten viele noch offene Einzelfragen hinsichtlich der Beschaffenheit einwandfreier Rostschutzfarben zu beantworten, wurden umfangreiche Anstrichversuche ausgeführt. Dazu wurden lange Brückenzüge mit möglichst vielen Überbauten und größere Bahnhofshallen ausgesucht, um unter gleichen Bedingungen eine große Anzahl verschiedener Farben und Farbenzusammensetzungen prüfen und vergleichen zu können. Erwähnt seien die Versuche an 58 Überbauten der Brücke in km 134,8 der Strecke

[14]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 48 u. 51.

[15]) Über diese Gerüste wird demnächst ein ausführlicher Bericht in der „Bautechnik" erscheinen.

Abb. 20. Bahnhof Alexanderplatz.

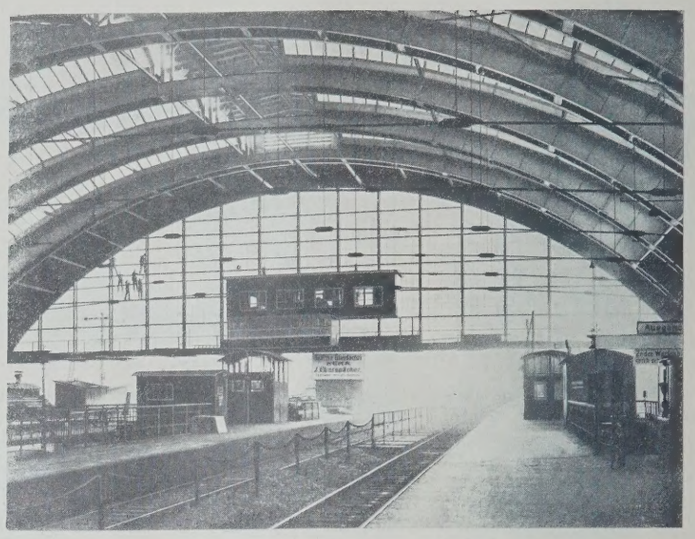


Abb. 21. Schlesischer Bahnhof.

Stettin—Altdamm, an 52 Überbauten der Flutbrücke der linken Wesermarsch, an 7 Überbauten der Werranebenbrücke bei Eschwege, an 6 Überbauten der Brücke über den Flethgraben in km 35,83 der Strecke Oldenburg—Bremen, an 8 Überbauten der Talbrücke bei Bebra, an 12 Überbauten der Ohleflutbrücke in km 5,95 der Strecke Brockau—Carlsmarkt, an 10 Überbauten der Ruhrbrücke in km 12,741 bis 13,011 der Strecke Mülheim (Ruhr) — Heißen — Dahlhausen, an der breiten und langen Ratswegbrücke über den Ostbahnhof Frankfurt a. M., an 14 Überbauten der neuen Brücken über die Oder und Warthe bei Cüstrin, an 17 Überbauten der Oderbrücke bei Pommerzig und an der Bahnhofshalle in Remscheid.

Diese in großem Maßstab angelegten Versuche, die nach einheitlichen Gesichtspunkten unter der Leitung des Eisenbahn-Zentralamtes durchgeführt werden, werden sicher weiteres Licht in das noch teilweise dunkle Gebiet des Rostschutzes der Eisenbauten bringen. Die Versuche haben keine besonderen Kosten verursacht, da die Anstriche an Überbauten ausgeführt wurden, die sowieso gestrichen werden mußten.

Gegen den Angriff der Rauchgase und der Feuchtigkeit besonders empfindliche Glieder sind die Sprosseneisen der Oberlichter von Hallen und Dächern. Zur Klärung der Frage, welcher Rostschutz für diese Glieder der beste ist, sind die Oberlichter großer Hallen und Dächer mit emaillierten, feuerverzinkten, feuerverbleiten und elektrolytisch verbleiten Sprosseneisen versehen worden.

Im Verein mit dem Deutschen Eisenbau-Verband wurden die „Versuche im Eisenbau“ fortgesetzt. Die im Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem durchgeführten Versuche zur Feststellung der Knickfestigkeit von kleinen Stäben mit rechteckigem Querschnitt und die in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule in Stuttgart angestellten Knickversuche mit Stäben aus Profileisen haben die Richtigkeit der Knickspannungslinie der Vorschriften für Eisenbauwerke, Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gut bestätigt. Das in diesen Vorschriften angegebene Berechnungsverfahren für Druckstäbe, das auch für die Hochbauvorschriften fast aller Länder Deutschlands angenommen worden ist und dem auch die zuständigen Behörden und Verbände für die Berechnung von Leitungsmasten zugestimmt haben, hat damit eine sehr sichere Grundlage gewonnen. Die von einzelnen Seiten immer noch gegen die Richtigkeit der in den obengenannten Vorschriften angegebenen Knickspannungslinie geäußerten Bedenken dürften damit hinfällig werden, und die Wünsche, die Knickspannungslinie der Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft durch die alte Tetmajer-Linie, die bekanntlich auf sehr schwachen Füßen steht, zu ersetzen, dürften hoffentlich nun endgültig verstummen.

Weiter wurden an gegliederten Druckstäben des alten ausgebauten Überbaues der Warnowbrücke bei Niex Knickversuche durchgeführt. Dabei zeigten Stäbe, die nur aus vier in den Ecken eines Quadrates angeordneten und durch schwache Flacheisenvergitterung miteinander verbundenen Winkeleisen bestanden, wider Erwarten sehr hohe Knickfestigkeiten.

Versuche zur Feststellung der Festigkeit in den Leibungen der Nietlöcher sind im Gange.

Die Erfahrungen mit dem hochwertigen Baustahl St 48 sind durchaus gut. Die im Betriebe befindlichen, aus St 48 hergestellten Überbauten haben bisher in keinem Teile den geringsten Schaden gezeigt. Bei der Abnahme und bei der Verarbeitung des St 48 haben sich bis auf einige Ausnahmen, wie sie bei jedem Baustoff zu verzeichnen sind, keine Schwierigkeiten ergeben. Durch die Verwendung des St 48 sind große Ersparnisse erzielt worden.

In dem F-Stahl[16]) erstand dem St 48 ein scharfer Wettbewerber. Nach eingehenden erfolgreichen Versuchen[17]) an Walzerzeugnissen aus F-Stahl, der aus dem Berliner 3-t-Boßhardt-Ofen stammte, erbaute die Linke-Hofmann-Lauchhammer A.-G., um die Möglichkeit zu schaffen, den Wert der Erfindung für den Eisenbau zu erproben, in ihrem Werke Gröditz mit Hilfe der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft einen 10-t-Boßhardt-Ofen. Der Ofen wird bald in vollem Betriebe sein. Der F-Stahl ist bekanntlich ein Siliziumstahl. Die Hüttenwerke traten erklärlicherweise bald nach dem Bekanntwerden des F-Stahles in Versuche ein, den Siliziumstahl im Siemens-Martin-Ofen und in der Thomasbirne herzustellen. Die Versuche hatten Erfolg, und die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft hat dann auch nicht gezögert, die Herstellung dreier Brücken in Siliziumstahl, der aus dem Siemens-Martin-Ofen stammt, in Auftrag zu geben. Die Vergleiche der Preise und Eigenschaften der Erzeugnisse aus Siliziumstahl, der aus dem Boßhardt-Ofen, dem Siemens-Martin-Ofen und der Thomasbirne stammt, werden bald zeigen, welcher Stahl der beste und wirtschaftlichste ist.

Für die Eisenbauten aus Siliziumstahl hat die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft nach Benehmen mit dem Verein Deutscher Eisenhüttenleute und dem Deutschen Eisenbau-Verband „Vorläufige Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus Siliziumstahl“ bearbeitet und herausgegeben.

Auf das Preisausschreiben zur Erlangung geeigneter Spannungs- und Schwingungsmesser sind fünf Spannungs- und fünf Schwingungsmesser aus Deutschland, England und der Schweiz eingegangen. Der Preisrichterausschuß stand vor der sehr schwierigen Aufgabe, ein einwandfreies Verfahren zum Vergleich der Zuverlässigkeit und Güte der eingegangenen Apparate ausfindig zu machen. Es ist ihm dies in hervorragender Weise gelungen. Die von dem Preisrichterausschuß konstruierte Versuchseinrichtung besteht aus einem elektrisch angetriebenen Schütteltisch[18]), der in ganz kleine Schüttelbewegungen von beliebig hoher Zahl versetzt werden kann. Die Schwingungsmesser wurden auf dem Schütteltisch befestigt. Bei den Schüttelbewegungen des Tisches zeichnete der Schwingungsmesser die Schwingungen auf. Die Bewegungen des Tisches selbst wurden photographisch festgelegt. Der Vergleich dieser photographischen Aufzeichnungen mit den Aufzeichnungen der verschiedenen Schwingungsmesser bildete die sichere Grundlage für die Beurteilung der Apparate. Die Spannungsmesser, die außer den statischen Spannungswerten die durch die dynamischen Einflüsse hervorgerufenen Längsschwingungsspannungen in den Baugliedern anzeigen sollen, wurden mit ihrem einen Endpunkt auf dem Schütteltisch und mit dem anderen Endpunkt auf einem außerhalb des Tisches befindlichen festen Bock gelagert. Der Vergleich der photographischen Aufzeichnungen des Schütteltisches mit den Anzeigen der Spannungsmesser gab wieder einen sicheren Maßstab für die Beurteilung dieser Apparate. Keiner der eingegangenen Apparate kann als voll befriedigend bezeichnet werden. Das Preisausschreiben hat aber durch das vom Preisrichterausschuß angegebene Prüfverfahren sichere Fingerzeige für die Konstruktion einwandfreier Apparate gezeitigt, und es werden sicher bald zuverlässige Schwingungs- und Spannungsmesser zur Verfügung

[16]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 45. — [17]) Ebenda 1926, Heft 17. — [18]) Ebenda 1926, Heft 49.

stehen. Das kann als ein äußerst befriedigendes Ergebnis des Preisausschreibens bezeichnet werden. Über die Preisverteilung wird an anderer Stelle ausführlich berichtet werden.

Um endlich auch für die Berechnung und Konstruktion der nach den Regeln der Ingenieurbaukunst herzustellenden Bauten aus Holz, wie der freitragenden Dächer, der Lehrgerüste usw., eine einheitliche Grundlage zu schaffen, wurden im Einvernehmen mit dem Deutschen Holzbauverein die „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke (BH)“ herausgegeben.[19]) Die neuen Vorschriften werden dazu beitragen, die Verwendung des Holzbaues da, wo er wirtschaftlich und am Platze ist, zu fördern.

[19]) Amtliche Ausgabe. Eingeführt durch Verfügung der Hauptverwaltung vom 12. Dezember 1926 82 D 16600. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Die Kohlen-Förder- und -Lageranlagen der Farbwerke vorm. Meister, Lucius & Brüning in Höchst a. M.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Geheimrat **Buhle**, Professor in Dresden.

1. Der von J. Pohlig A.-G., Köln, ausgeführte Teil.[1])

Die Anlage dient dazu, die auf dem Main ankommenden Kohlen- und Koksschiffe zu entladen und ihren Inhalt zunächst nach einem im Mittelpunkte der Farbwerke liegenden Hauptbunker („Fabrikbunker“, Abb. 1) zu schaffen, an den die Verbrauchstellen des Werkes strahlenförmig angeschlossen sind. Neben ihm, durch die „Mainzer Landstraße“ getrennt, liegt noch ein „Verkaufsbunker“. Ein Teil der Kohle soll jedoch nicht zu den Bunkern gebracht, sondern auf einem großen Lagerplatz gestapelt werden, wo er als „Reserve“ dient für den Fall, daß die Schiffahrt durch Eis oder Hochwasser gestört sein sollte. Der Lagerplatz besitzt Einrichtungen, um die Kohlen wieder aufzunehmen und zu den Bunkern zu fördern. Außerdem ist noch eine „Brecherei“ vorhanden und eine Einrichtung zum Entladen und Fördern der mit der Bahn ankommenden Brennstoffe. Das war die zu lösende Aufgabe.

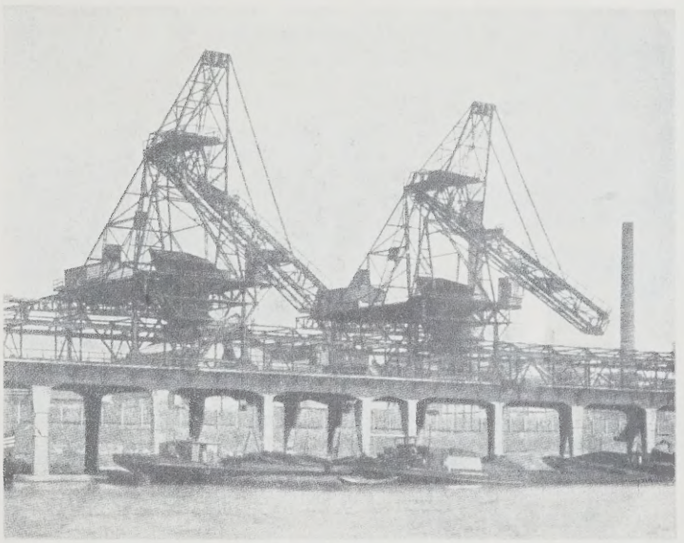


Abb. 2. Zwei Uferentlader auf Betonhochbahn. (J. Pohlig A.-G., Köln.)

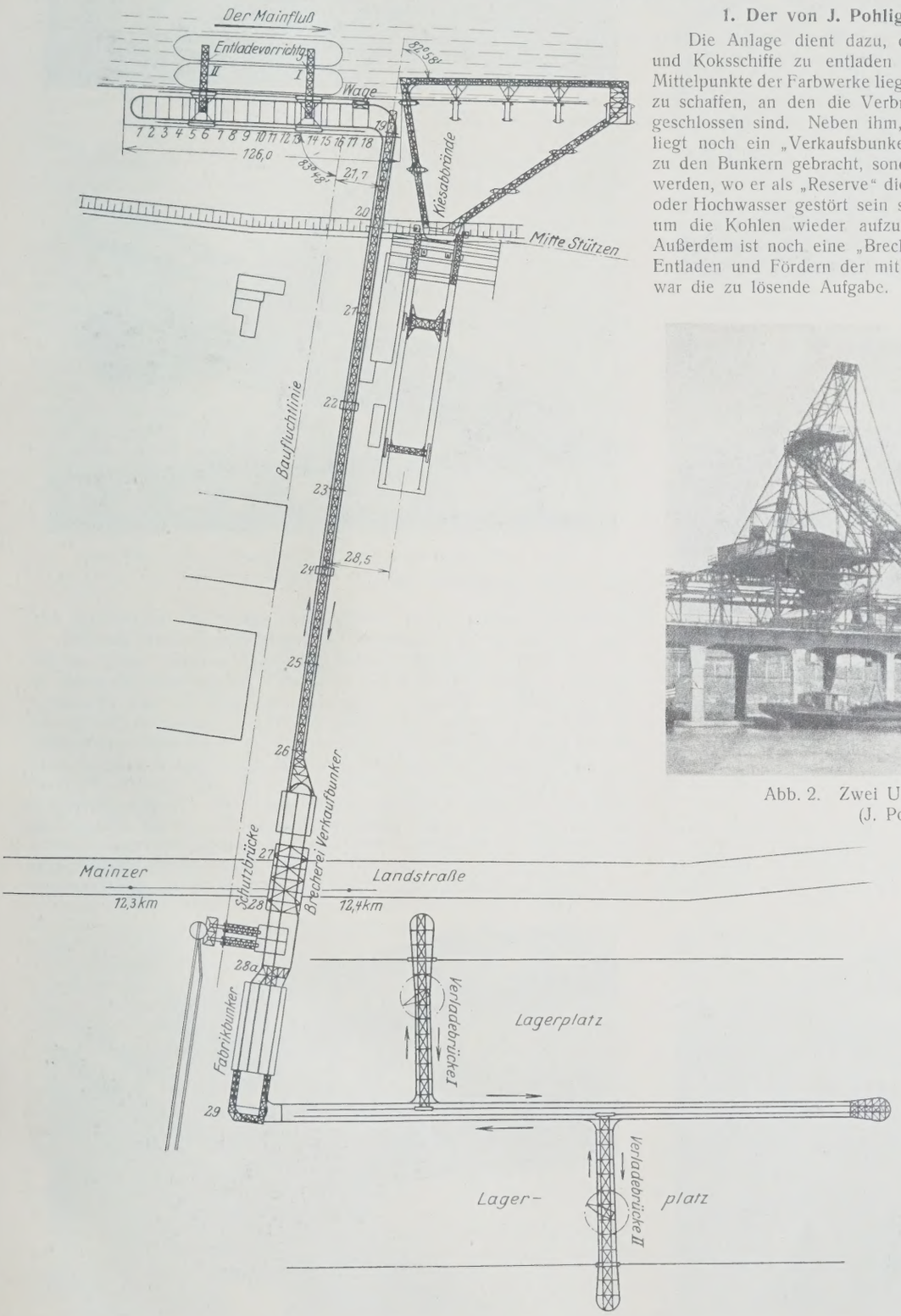


Abb. 1. Lageplan.

Am Mainufer, gleichlaufend zu ihm, erstreckt sich zunächst eine 126 m lange und 17,6 m breite Hochbahn aus Eisenbeton. Auf dieser sind zwei Schrägbahnentlader für die Schiffe verfahrbar (Abb. 2). Die Schienenoberkante der Entlader, deren Spurweite 14 m beträgt, liegt rd. 5 m über dem Hochwasserspiegel. Auf ihren Schrägbahnen, deren Ausleger einziehbar sind, laufen Katzen von 5,5 t Tragfähigkeit. Die Ausladung von der vorderen Schiene bis zur äußersten Laststellung beträgt 20 m. Die Laufkatzen entladen die Schiffe mit Zweiseilgreifern von 3 m³ Inhalt, die in Schütt-Trichter von 25 m³ entleert werden, die (nach Abb. 3) in den fahrbaren Gerüsten der Entlader eingebaut sind.

[1]) Auszug aus der Schlußabhandlung der 1925 erschienenen Festschrift zur Jubiläumsfeier: „50 Jahre J. Pohlig — 25 Jahre J. Pohlig A.-G., Köln“ (1924).

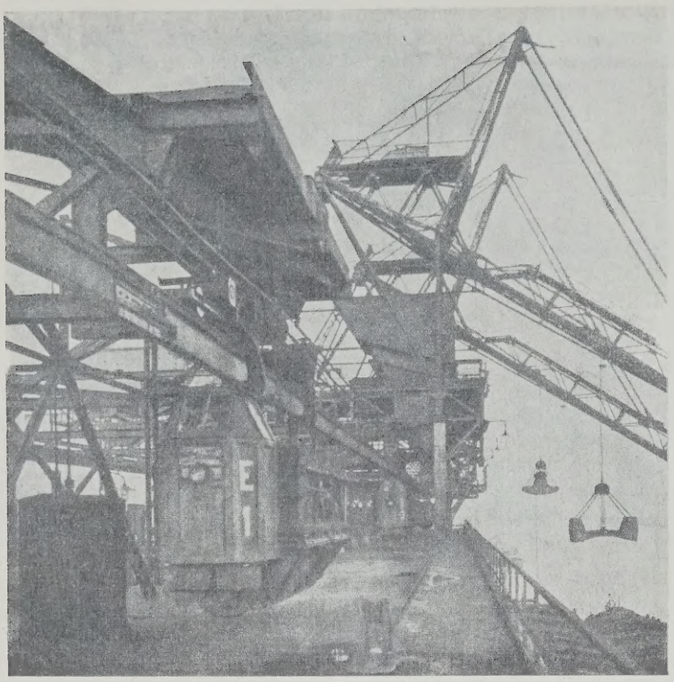


Abb. 3. Elektrohängebahnfahrzeug unter den Uferentladern.

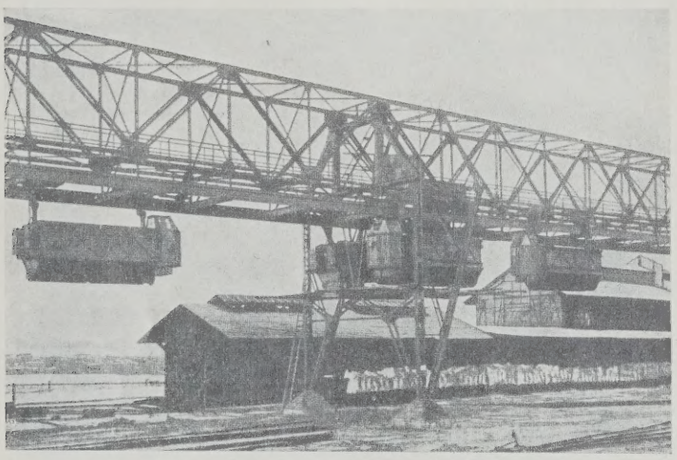


Abb. 4. Eiserne Hochbahn zwischen Ufer und Silo.

Jeder Entlader leistet stündlich etwa 100 t Kohle oder 70 t Koks bei rd. 25 m Hubhöhe.

Auf der Eisenbeton-Hochbahn fährt, von einem eisernen Stützwerk getragen, eine zweigleisige Elektrohängebahn, die (nach Abb. 3) durch die turmartigen Gerüste der Schiffsentlader hindurchgeführt ist. Die beiden Hängebahngleise sind an einem Ende der Hochbahn durch eine Kehre

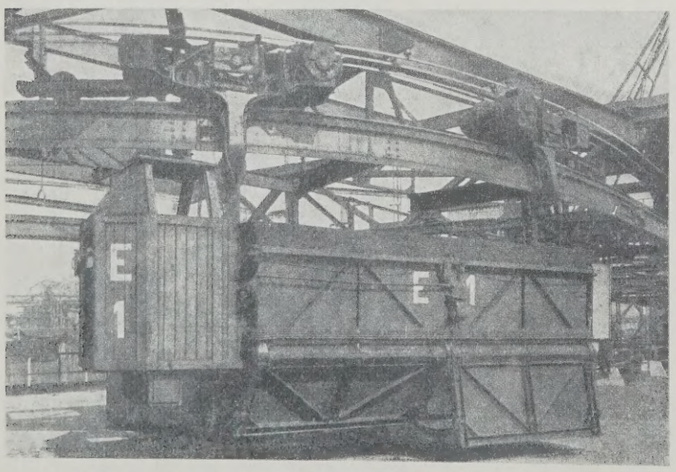


Abb. 5. Großer Selbstentladewagen mit Führerstand.

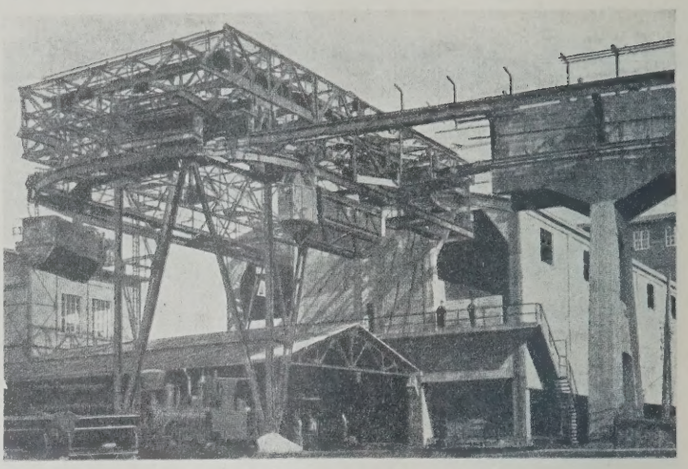


Abb. 6. Weichen am Silogebäude.

Abb. 7. Betonhochbahn und Verladebrücken mit Drehkranen auf dem Lagerplatz.

miteinander verbunden; am andern Ende führen sie rechtwinklig vom Flusse ab und auf einer eisernen Hochbahn (Abb. 4) zu den Bunkern.

Die Kasten der Pohligschen Wagen (Abb. 5) haben nicht weniger als 12,5 m³ Inhalt und fassen je 10 t Kohle. An der einen Stirnwand ist der geschlossene Führerstand angebaut, von dem aus die Fahrwerke, Bremsen und die Entleerungsklappen des Wagens bedient werden können (D. R. G. M. 839 603). Der Wagen hängt an zwei zweiachsigen Laufwerken, und zwar ist jedes Gehänge mit einem allseitigen Gelenk ausgerüstet, so daß der Wagen Krümmungen leicht nehmen und sich unter dem Einfluß der Fliehkraft schräg stellen kann. Das Gewicht des vollständigen Wagens mit Last ist rd. 17 t, die größte Fahrgeschwindigkeit 180 m/Min.; die Gesamtlänge der Pohligschen Elektrohängebahn beträgt 2,3 km.

Die Wagen werden unter den Gerüsten der Schiffsentlader durch selbsttätige Auslaßvorrichtungen mit einer bestimmten Menge Kohle oder

Abb. 8. Anschluß der Lagerplatzbrücke an die Betonhochbahn.

Koks gefüllt. An der Abbiegung der Bahn zur Fabrik steht eine selbsttätige Wiegevorrichtung mit Wagenzähler. Die nun folgende zweigleisige eiserne Hochbahn (Abb. 4) ist rd. 304 m lang bis zum „Verkaufsbunker"; dann überschreitet sie die Mainzer Landstraße (Abb. 1 u. 10) über einer Schutzbrücke und gelangt zuerst in die „Brecherei", dann in den „Fabrikbunker" und endlich auf die Lagerplatzbrücke. Die eiserne Hochbahn läuft zuerst mit einer geringen Steigung, später wagerecht. Die Schienenoberkante der Elektrohängebahn liegt am Wasser etwa 7,75 m, hinten rd. 12 m über dem Boden. Der Verkaufsbunker hat drei Taschen mit Abzieheinrichtungen zum Beladen von Fuhrwerken.

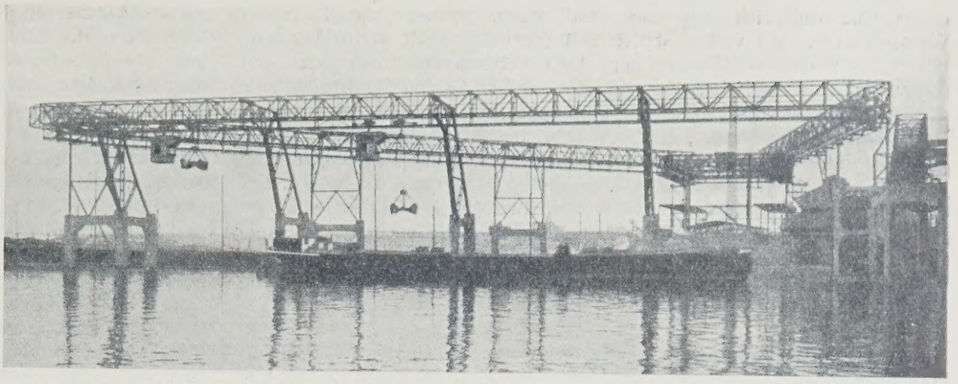


Abb. 9. Elektrohängebahnanlage Höchst a. M. Nebenanlage für Förderung von Kiesabbränden.

Hinter der „Brecherei" gelangt die Elektrohängebahn in den „Fabrikbunker", der in acht Zellen gegliedert ist (mit Pohligschen Druckluftverschlüssen). Die Verteilung von hier zu den einzelnen Verbrauchstellen der Farbwerke geschieht durch verschiedene Fördermittel. Abb. 6 zeigt den rückwärtigen Austritt der Elektrohängebahn aus dem Fabrikbunker, wo sie wiederum im rechten Winkel zum großen Lagerplatz abbiegt. Hier liegen aber auch noch verschiedene Weichenverbindungen, Abstellgleise und eine zweite selbsttätige Wiege- und Zählvorrichtung.

Den Lagerplatz überquert eine mittlere Hochbahn aus Eisenbeton von etwa 300 m Länge. Die Schienenoberkante der beiden Hängebahngleise liegt rd. 12 m über dem Gelände. Am Ende der Hochbahn sind die Gleise wieder durch eine Kehre miteinander verbunden. Zu beiden Seiten der Hochbahn und senkrecht dazu liegt je eine fahrbare Verladebrücke (Abb. 7 u. 8), deren Hängebahngleise mit neuartigen Schleppweichen (D. R. P. 367 757 u. 368 208) an die ortsfesten Gleise angeschlossen sind. Die Wagen können die feste Lagerplatzbrücke und die fahrbaren Querbrücken im Ringverkehr umfahren. Jede Brücke hat 68 m Spannweite und noch eine freie Ausladung von 21 m. Die Elektrohängebahnwagen werfen ihren Inhalt nach Öffnen der Klappen durch den Führer auf den Lagerplatz ab, der 8 m hoch beschickt werden kann. Die Brücke wird von einer bestimmten Stelle aus gesteuert. Auf jeder Brücke steht ein Drehkran von 8 t Tragfähigkeit, 10,5 m Ausladung mit einem Zweiseilgreifer von 4,5 m³ Fassungsvermögen. Diese Krane können das auf dem Lagerplatz liegende Gut wieder aufnehmen und durch Schütt-Trichter mit Füllmaschinen wieder an die Elektrohängebahn abgeben, die es zu den Bunkern bringt.

Die Förderwege sind: vom Schiff zum Lager 2050 m, vom Schiff zur Brecherei 1225 m, von dieser zum Fabrikbunker 60 m. Mit dem jetzigen Wagenpark können gleichzeitig z. B. gefördert werden: 250 m³ vom Schiff zum Lager, 250 m³ vom Schiff zur Brecherei, 350 m³ (mit einem Wagen) von letzterer zum Fabrikbunker; das sind zusammen 850 m³ bei etwa 30 Sek. Beladezeit. Die Schiffsentladeanlage leistet allerdings zurzeit erst zweimal 100 t; jedoch ist der Ausbau um weitere drei Entlader auf 500 t/Std. möglich. Auch die Lagerplätze sind noch erweiterungsfähig.

Neben dieser großen Brennstoff-Förderanlage wurde von Pohlig noch eine kleinere errichtet, die Schwefelkies-Abbrände aus Silos in Schiffe bringen soll. Sie ist eine ringförmige Elektrohängebahn von 345 m Länge (Abb. 1 u. 9) mit einem über den Schiffen laufenden Eisengerüst. Auf ihr verkehren Führerstandlaufkatzen mit Zweiseilgreifer-Windwerken. Über den Silos befinden sich fahrbare Brücken, die von den Elektrohängebahnwagen befahren werden. Diese ebenfalls recht umfangreiche Einrichtung dient auch zur Entladung von Gütern aller Art aus Schiffen in Eisenbahnwagen.

Bei dem Pohligschen Teil der Höchster Anlage gelangten zum Einbau rd. 9400 m³ Eisenbeton, 2300 t Eisenbau und 1525 PS an Elektromotoren. Der Lagerplatz faßt vorläufig 310 000 m³ Brennstoff. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Wasserkräfte der europäischen Länder.[1]

Von Regierungsbaurat **Momber**, Goslar.

Wasserkraft kann dort gewonnen werden, wo Wasser zu Tal fließt. Da das Wasser bergauf durch Sonne und Wind befördert wird, so haben die Wasserkräfte neben den Windkräften den Vorzug, daß der Betriebstoff unentgeltlich zur Verfügung gestellt wird. Die Wirtschaftlichkeit einer Wasserkraft hängt daher in der Hauptsache von den Ausbaukosten ab, während die Betriebskosten, die bei Wärmekraftwerken meist ausschlaggebend sind, im allgemeinen eine untergeordnete Bedeutung haben.

Große Wasserkräfte sind dort vorhanden, wo große Wassermengen oder große Gefälle, oder wenn möglich beides vereint, zur Verfügung stehen. Die Wasserkräfte eines Landes hängen daher ab von der Wasserführung der vorhandenen Flüsse, also der Größe ihrer Niederschlagsgebiete sowie deren Regenhöhen und Abflußmengen und ferner von der orographischen Beschaffenheit des Gebiets. Da im allgemeinen mit zunehmender Höhe eines Gebiets neben dem ausnutzbaren Gefälle auch die Regenhöhen und Abflußmengen zunehmen, so sind gebirgsreiche Länder meist reich an Wasserkräften.

Ein großer Nachteil der Wasserkräfte ist ihre Abhängigkeit von der wechselnden Wasserführung der Flüsse. Vorhandene Seen, die die Wasserführung gleichmäßiger gestalten, sind daher für eine Wasserkraftnutzung von Vorteil, namentlich wenn man den Abfluß künstlich regeln kann. Auch die Möglichkeit, durch Bau von Talsperren die Wasserführung der vorhandenen Flüsse den Ansprüchen des Energiebedarfs anpassen zu können, ist für die Ausnutzung der Wasserkräfte von Bedeutung. Auch hierfür liegen die wirtschaftlichen Verhältnisse im Gebirge wesentlich günstiger, da ein Staubecken um so größere Bedeutung für die Energiewirtschaft hat, je höher das unterhalb ausnutzbare Gefälle ist.

Die wichtigsten europäischen Länder sind im Verhältnis zu ihrem Energiebedarf nicht sehr reich an Wasserkräften, so daß ihre Dampfkraftwerke erheblich größere Bodeutung haben.

In Deutschland beträgt beispielsweise der derzeitige jährliche Energiebedarf über 40 000 Mill. kWh (= rd. 700 kWh je Einwohner), von dem durch Ausnutzung sämtlicher vorhandenen Wasserkräfte nur ein Teil gedeckt werden könnte.

Die Wasserkräfte dienen in erster Linie der Erzeugung mechanischer und elektrischer Energie. Neben der Versorgung des Landes mit Licht und Kraft spielt die Verwertung der Wasserkraft in der elektrochemischen und elektrometallurgischen Industrie eine große Rolle, da bei deren großem Energiebedarf die Kosten der Energiebeschaffung von ausschlaggebender Bedeutung sind. Länder mit großen und billig zu gewinnenden Wasserkräften sind daher für eine Ansiedlung elektrochemischer und elektrometallurgischer Industrien besonders geeignet. Unter sehr günstigen Verhältnissen werden die Wasserkräfte auch zur Wärmegewinnung — Kochen, Heizen usw. — herangezogen.

Der Ausbau der Wasserkräfte hängt außer von dem Energiebedarf des Landes von der Möglichkeit ab, bei der Deckung dieses Bedarfes den Wettbewerb mit anderen Energiequellen, insbesondere Dampfkraftwerken, aufnehmen zu können.

Das im Verhältnis zu seiner Einwohnerzahl an Wasserkräften reichste Land Europas ist Norwegen. Bei einer Grundfläche von rd. 323 000 km² liegen etwa 40 000 km² in einer Höhe von über 1000 N.-N., etwa 90 000 km² zwischen 500 und 1000 N.-N. Die mittlere Höhe beträgt fast 500 N.-N. Bei einer Küstenlänge von etwa 2800 km liegt Norwegen den vom Ozean kommenden Regenwinden unmittelbar ausgesetzt, so daß vor allem die an der Westküste ins Meer fließenden Flüsse für ihre meist nur kleinen Niederschlagsgebiete sehr große mittlere Abflußmengen aufweisen (40 bis 60 l/Sek./km² und mehr). Die großen Höhen, die in unmittelbarer Nähe des Meeres und der tief eingeschnittenen Fjorde vorhanden sind, gestatten die Ausnutzung großer Gefälle. Nach Osten zu nehmen die Regenmengen und damit die Abflußmengen auf 1 km² Niederschlagsgebiet sehr stark ab, auch die ausnutzbaren Gefälle sind wesentlich geringer, dagegen gibt es hier Flüsse mit sehr großen Niederschlagsgebieten, so daß infolge ihrer großen Wasserführung auch hier wertvolle Kräfte gewonnen werden können. Ein sehr großer Teil der Niederschläge des Jahres fällt als Schnee. Die Schneeschmelze im Frühjahr gibt den Flüssen meist bis in den Juni hinein eine hohe Wasserführung, auch der Herbst bringt häufig starke Regenfälle und große Abflußmengen, dagegen kann die Wasserführung im Winter und Sommer sehr empfindlich abnehmen. Viele Seen, die etwa 4% der Oberfläche Norwegens bedecken, ermög-

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 20, S. 293.

lichen eine Aufspeicherung und damit einen besseren Ausgleich der Wasserführung. An vielen Stellen soll die Möglichkeit vorhanden sein, mit billigen Mitteln Stauseen für einen vollkommenen Ausgleich der schwankenden Wasserführung zu schaffen. Bis zu Beginn des Jahrhunderts dienten die ausgebauten Wasserkräfte in der Hauptsache der umfangreichen Papierindustrie des Landes, erst in den letzten 20 Jahren hat die elektrochemische und elektrometallurgische Industrie in immer steigendem Maße sich angesiedelt, um die billigen Wasserkräfte Norwegens zu nutzen. Die Ausbaukosten stellen sich im Mittel auf etwa 400 bis 500 R.-M. je kW und sind bei günstigen, örtlichen Verhältnissen häufig noch erheblich geringer gewesen. Die ausnutzbaren Wasserkräfte Norwegens können nach einem Vortrage des Direktors Kloumann auf der Weltkraftkonferenz in London 1924 auf 10 bis 12 Mill. kW geschätzt werden, also etwa 4 bis 5 kW je Einwohner.

Auch Schweden zeichnet sich durch seinen Reichtum an Wasserkräften unter den Ländern Europas aus. Von dem gesamten Gebiet von rd. 450 000 km² liegen nur 8 % über N.-N. + 600, etwa 30 % zwischen N.-N. + 240 und N.-N. + 600. Auch die Niederschlags- und Abflußmengen sind im Verhältnis zur Größe des Abflußgebiets wesentlich geringer als in Norwegen. Dagegen ist der Reichtum an Seen sehr günstig für die Regelung der Abflußverhältnisse, die durch künstliche Maßnahmen mit geringen Kosten noch weitgehend verbessert werden kann.

Die Seen bedecken eine Fläche von über 36 000 km² oder rd. 8 % des Landes. Für den großen Wänersee mit rd. 5600 km² Wasserfläche wird ein Regulierungsplan bearbeitet.

Der Generaldirektor der Königlich schwedischen Wasserfalldirektion in Stockholm schätzt die sechsmonatige Leistung der vorhandenen Wasserkräfte auf etwa 10 Mill. PS, die neunmonatige auf etwa 6,5 bis 6,75 Mill. PS mit einem Arbeitsvermögen von etwa 32,5 Milliarden kWh. Auf den Kopf der Bevölkerung kommt also eine Leistung von rd. 1 kW. Etwa 30 % der Wasserkräfte befinden sich im Besitze des Staates. Ungünstig ist, daß nur $^1/_4$ bis $^1/_5$ der vorhandenen Wasserkräfte sich in Süd- und Mittelschweden befinden, fast $^1/_3$ im südlichen Norrland und fast die Hälfte in dem dünn bevölkerten und industriell nur wenig entwickelten nördlichen Norrland. Während in dem südlichen Norrland durch eine Übertragung nach Süd- und Mittelschweden eine Ausnutzung der Wasserkräfte erleichtert wird, werden die sehr reichen Wasserkräfte des Nordens in absehbarer Zeit noch keine volle Verwendung finden können.

Die großen Wasserkräfte Schwedens sind im allgemeinen nicht in hohen Gefällstufen bei geringer Wassermenge vereinigt wie in Norwegen. Es handelt sich meist um den Ausbau von Flüssen mit sehr großen Niederschlagsgebieten und großen Wassermengen, die auf lange Strecken ein starkes Gefälle aufweisen. Das Gefälle wird meist in Stufen von 5 bis 30 m zusammengefaßt, größere Gefälle als 30 m sind nicht häufig vorhanden, Gefälle über 100 m sehr selten. Die Ausbauwassermengen betragen oft mehrere hundert m³/Sek. Im Trollhättan-Kraftwerk wird eine Wassermenge von 350 m³/Sek. mit 30,5 m Gefälle genutzt, am Götaälv sollen im Kraftwerk Lilla Edet später bis 1200 m³/Sek. bei 6,5 m Gefälle verarbeitet werden. Die ersten drei Turbinen weisen eine Schluckfähigkeit von je 150 m³/Sek. auf.

Da Schweden keine größeren Kohlenvorkommen besitzt, ist es auf eine möglichst gute Ausnutzung seiner wertvollen Wasserkräfte angewiesen. In den letzten Jahrzehnten hat der Ausbau sehr große Fortschritte gemacht. Im Jahre 1900 waren weniger als 200 000 kW in Wasserkraftwerken installiert, im Jahre 1920 schon über 900 000 kW und nur rund 275 000 kW in Wärmekraftanlagen.

Finnland ist das Land der vielen Seen. Von der Gesamtoberfläche von etwa 375 000 km² entfallen fast 50 000 km² auf die Seen. Noch größer ist der Anteil der Sümpfe und Moorgebiete. Daher zeichnen sich die Ströme Finnlands durch eine sehr gleichmäßige Wasserführung aus.

Nach Direktor Malmi von dem staatlichen Wasserkraftbureau Helsingfors beträgt z. B. beim Vuoksen der Anteil der Seen am Niederschlagsgebiet rd. 20,8 %, so daß die Hochwasserführung nur um 38 % größer als die Niedrigwasserführung des Flusses ist.

Trotzdem die mittlere Höhe des inneren Landes nur etwa auf N.-N. + 100 liegt, sind die Gefällverhältnisse günstig, da zahlreiche Flußstrecken mit starkem Gefälle vorhanden sind. Der Ausbau des Vuoksen auf der Strecke zwischen dem Saimasee und dem Laatokkasee mit einem Rohgefälle von rd. 71 m soll bei einer installierten Turbinenleistung von 425 000 kW eine Energieerzeugung von 2 Milliarden kWh ermöglichen. Die mittlere Leistung der Wasserkräfte Finnlands wird auf 1,5 bis 2,0 Mill. kW (≈ 0,6 kW je Einwohner) geschätzt, wovon im Jahre 1922 etwa 140 000 kW ausgebaut waren. Etwa $^2/_3$ der ausgebauten Wasserkräfte dienen zum Betriebe der Holzschleifereien und der Papier- und Zellulose-Industrie, die bei dem großen Waldreichtum Finnlands an erster Stelle steht. Die Ausbaukosten größerer Wasserkräfte sollen sich bei günstigen örtlichen Verhältnissen nur auf 250 bis 300 R.-M./kW stellen, so daß die Papierindustrie ihren Wärmebedarf zum Teil bereits mit Hilfe von Dampfspeichern aus elektrischer Energie deckt.

Esthland ist ein Land mit nur geringen Erhebungen über dem Meeresspiegel. Eine größere Wasserkraft kann an dem Narowa, dem Abfluß des Peipussees, der eine Oberfläche von 3600 km² hat und etwa 30 m über dem Ostseespiegel liegt, gewonnen werden. Im übrigen sind nur unbedeutende Wasserkräfte vorhanden.

In Dänemark ist eine Ausnutzung der Wasserkräfte nur in ganz geringem Umfange möglich, da sich das Land nur wenig über dem Meeresspiegel erhebt und auch die Abflußmengen der vorhandenen Flüsse nicht groß sind.

Es besteht die Absicht, Wasserkraftenergie aus Schweden einzuführen.

Das europäische Rußland weist neben dem asiatischen Grenzgebirge, dem Ural und dem Taurischen Gebirge in der Krim nur geringe Erhebungen auf. Es besteht im allgemeinen aus völlig ebenen, teils etwas wellenförmigen Flächen, deren Höhen sich meist nur 100 bis 200 m über dem Meeresspiegel erheben. Der alaunische Höhenrücken, der sich in fast 1400 km Länge vom Waldaigebirge bis zum Donezschen Hochplateau erstreckt und das Quellgebiet der Flüsse Niemen, Düna, Lowat, Wolga, Oka, Don, Donez und Dnjepr bildet, erhebt sich nur selten auf mehr als 200 bis 300 m über dem Meeresspiegel. Auch die Wolgahöhen auf dem rechten Wolga-Ufer weisen nur geringe Höhen auf.

Da auch die Niederschlagmengen nicht groß sind, so sind im Verhältnis zu der gewaltigen Ausdehnung des Landes die zu gewinnenden Wasserkräfte im europäischen Rußland nicht bedeutend. Sie werden auf 5 bis 6 Mill. kW geschätzt, also nur etwa 0,05 kW je Einwohner.

Die für einen Ausbau günstigsten Gebiete sind der nordwestliche Bezirk mit Leningrad, der Ural und das südliche Erz- und Industriegebiet. Ausgebaut sind bisher rd. 0,7 Mill. PS. Die größte im Bau befindliche Anlage ist die Kraftanlage am Wolchow im nordwestlichen Bezirk mit einer Leistungsfähigkeit von 56 000 kW bei einem ausgebauten Gefälle von 9,8 bis 11,8 m, eine Kraftübertragung nach Leningrad ist geplant.

Am unteren Dnjepr bei Alexandrowsk soll durch eine große Wehranlage ein Gefälle von 37 m mit einer Leistung von 0,5 bis 0,6 Mill. kW ausgenutzt werden, unterhalb Alexandrowsk ist der Einbau weiterer Staustufen in den Dnjepr von je rd. 9 m geplant. Bei dem riesigen Niederschlagsgebiete des Dnjepr von über 500 000 km² ist die Wasserführung trotz der geringen Niederschlaghöhen von 300 bis 650 mm sehr groß und geht bei Niedrigwasser nur wenig unter 200 m³/Sek. herab. In dem geplanten Kraftwerk bei Alexandrowsk sollen zunächst sechs Turbinen mit einer Schluckfähigkeit von je rd. 110 m³/Sek. und einer Gesamtleistung von über 200 000 kW eingebaut werden.

Der Ural erstreckt sich in einer Länge von über 2500 km von Norden nach Süden fast durch ganz Rußland und weist bei einer mittleren Kammhöhe von etwa + 400 N.-N. Gipfel von über 1600 N.-N. Höhe auf. In seinem mittleren Teil enthält er die reichen Erzlager eines der wichtigsten Industriegebiete Rußlands. Trotz der industriellen Entwicklung sind die Wasserkräfte des Ural noch wenig ausgenutzt.

Polen ist in seinem kongreßpolnischen und auch in den ehemals preußischen Teilen ein überwiegend ebenes Land. Im südlichen Kongreßpolen erheben sich einige Ausläufer der Karpathen mit der Lysa Gora auf rd. 600 N.-N. Dagegen enthalten in Galizien die von den Karpathen kommenden rechtseitigen Nebenflüsse der Weichsel, des Dnjestr und des Pruth viele wertvolle Wasserkräfte. Die Leistung der vorhandenen Wasserkräfte wird auf über 2 Mill. kW geschätzt. Ausgebaut sind nur wenige unbedeutende Anlagen, die größte befindet sich bei Grodeck südwestlich von Lemberg und hat nur eine installierte Leistung von 3000 bis 4000 kW. Bei dem großen Kohlenreichtum Polens und der Kapitalnot dürfte ein großzügiger Ausbau der Wasserkräfte in absehbarer Zeit kaum in Frage kommen.

Die Tschechoslowakei hat große Stein- und Braunkohlenvorkommen, von denen ein Teil nach dem Auslande ausgeführt wird. Die vorhandenen Wasserkräfte werden auf rd. 1,2 Mill. kW geschätzt und befinden sich in der Hauptsache in Böhmen und in der Slowakei. Nur etwa 0,1 Mill. kW sind bisher ausgebaut, da der Wettbewerb der billigen Kohlen den Ausbau zurückgehalten hat.

Ungarn besitzt nur wenige unbedeutende Wasserkräfte, deren Leistung auf nur rd. 0,1 Mill. kW geschätzt wird.

Jugoslawien ist reich an Kohlen, insbesondere Braunkohlen, und hat infolge der zahlreichen vorhandenen Gebirge auch wertvolle Wasserkräfte, deren Leistung bei mittlerer Wasserführung auf etwa 6 Mill. kW geschätzt wird. Bisher ist nur eine Leistung von rd. 0,1 Mill. kW ausgebaut. Die meisten großen Wasserkraftwerke dienen der chemischen Industrie (z. B. Karbidfabriken), die sich infolge der billigen Kraftgewinnung im Lande niedergelassen hat.

In den übrigen Balkanstaaten sind infolge der unsicheren politischen Verhältnisse größere Wasserkraftpläne kaum zur Durchführung gekommen, auch sind wenig hydrologische Vorarbeiten gemacht, die eine zuverlässige Schätzung der vorhandenen Wasserkräfte ermöglichen. Bei den großen vorhandenen Gefällen in den zahlreichen Gebirgen dürften manche wertvollen Kräfte ausgenutzt werden können. Für die Versorgung der beiden Industriezentren Griechenlands, Athen und Saloniki, sind Entwürfe für eine

Versorgung mit Energie aufgestellt worden. In dem jetzt zu Rumänien gehörenden Siebenbürgen wird die mittlere Jahresleistung der vorhandenen Wasserkräfte auf rd. 0,5 Mill. kW geschätzt.

Österreich hat durch den Friedensvertrag von St. Germain fast seine gesamten Stein- und Braunkohlenvorkommen verloren. Von einem Kohlenverbrauch von etwa 12 Mill. t im Jahre werden weniger als 30 % im Lande gewonnen. Aus diesem Grunde ist Österreich gezwungen, seine Energiewirtschaft, die vor dem Kriege in der Hauptsache auf seinen reichen Kohlenschätzen aufgebaut war, auf möglichste Ausnutzung seiner Wasserkräfte umzustellen, die infolge des großen Anteils der Gebirge und der hohen Regenmengen in großer Zahl vorhanden sind. Unter Beteiligung der einzelnen Länder sind Gesellschaften zur Ausnutzung der größeren Wasserkräfte gebildet. Die mittlere Leistung der ausbauwürdigen Wasserkräfte wird auf 1,2 bis 2,0 Mill. kW geschätzt. Die durchschnittliche Leistung der ausgebauten Anlagen war Ende 1923 rd. 0,3 Mill. kW. Eine große Zahl (über 20 000) meist sehr kleiner Anlagen ist im Betrieb. Die ausgebauten Gefälle schwanken zwischen wenigen Metern und vielen hundert Metern (z. B. Spullerseewerk 800 m, Lunerseewerk 900 m, Achensee 362 m, Stubachwerk 510 m). Für den elektrischen Betrieb der österreichischen Bundesbahnen sind mehrere große Kraftwerke in den letzten Jahren in Betrieb genommen und noch im Bau befindlich. Das Tempo im Ausbau der Wasserkräfte hat sich seit dem Jahre 1922 infolge der sehr schwierigen wirtschaftlichen Verhältnisse und des sehr hohen Zinssatzes, den das Ausland für seine Anleihen verlangt, stark verlangsamt. Das geldgebende Ausland ist an der Kohleneinfuhr nach Österreich interessiert und sieht daher den Wasserkraftausbau nur ungern.

In der Schweiz treffen viele für einen Ausbau der Wasserkräfte günstige Vorbedingungen zusammen. Die völlige Abhängigkeit des Landes im Kohlenbezug vom Auslande und die infolgedessen hohen Kosten der Kohlen sind ein Ansporn, die wertvollen vorhandenen Wasserkräfte weitgehend auszubauen, auch wenn die Ausbaukosten recht hoch werden.

Die großen Regenhöhen in der Schweiz (i. M. 1300 mm) geben den Wasserläufen auch schon bei geringem Niederschlagsgebiet eine große Abflußmenge. Die mittlere Abflußspende des 36 400 km² großen Niederschlagsgebiets des Rheins bei Basel beträgt rd. 30 l/Sek./km².

Von dem Gesamtflächenraum von rd. 41 000 km² entfallen auf das Niederschlagsgebiet des Rheins rd. 70 %, der Rhône rd. 16 %, des Po rd. 10 % und der Donau rd. 4 %. Die meisten größeren Flüsse entspringen aus Gletschern. Die Seen bedecken eine Fläche von rd. 1340 km², darunter der Genfer See rd. 580 km², der Bodensee rd. 540 km². Das Alpengebiet mit seinen großen Höhen nimmt etwa 68 % der Gesamtfläche des Landes ein und bietet die Möglichkeit zur Ausnutzung sehr großer Gefälle. So hat der Rhein bis zum Bodensee bereits ein Gefälle von rd. 1200 m. Ungünstig ist, daß die größte Wasserführung der Flüsse mit ihrer Speisung aus den ewigen Schneeregionen in die Sommermonate Juni bis August, der größte Energiebedarf aber in die Wintermonate fällt. In den Monaten November bis März geht die Wasserführung der Flüsse sehr stark zurück, unterhalb der vorhandenen größeren Seen wird der Rückgang etwas abgemildert. Die Schweizer Wasserkräfte sind ausgesprochene Sommerkräfte. Ein erheblicher Teil der in den Sommermonaten erzeugbaren Energie ist daher schwer absetzbar. Schon vor dem Weltkriege setzten Bestrebungen ein, die zum Teil mangelhafte Ausnutzung der vorhandenen Kraftwerke zu verbessern. Tages- und Wochenspeicher werden angelegt, und seit etwa 10 Jahren ist man an die Schaffung großer Staubecken herangegangen, die den großen Sommerabfluß der Flüsse auffangen, zurückhalten und, wenn möglich, nur in den Wintermonaten in Zeiten des größten Energiebedarfs und der geringsten Wasserführung der Flüsse abgeben. Nach den aufgestellten Entwürfen sollen Stauräume von im ganzen über 2000 Mill. m³ Stauinhalt geschaffen werden. Da diese Staubecken zum Teil in sehr großer Höhenlage gebaut werden (Grimselsperre N.-N. + 1912, Barberine N.-N. + 1890, J = 41 Mill. m³, Wäggital N.-N. + 900, J = 140 Mill. m³, Ritomsee N.-N. + 1838,5, J = 27,5 Mill. m³) und häufig ein Gefälle von vielen hundert Metern unterhalb genutzt werden kann (Grimsel-Werke drei Stufen mit zusammen 1270 m Gefälle, Barberine zwei Stufen je rd. 700 m, Wäggital zwei Stufen 260 + 190 m, Ritom 800 m), so stellen die Staubecken Energiespeicher von sehr großem Werte dar, die den Mangel an Winterenergie zu einem Teile ausgleichen können. Anderseits sind in den letzten Jahren sehr bedeutende nicht speicherfähige Laufkraftwerke gebaut und in Angriff genommen worden, so daß der Überschuß an Sommerenergie stets größer geworden ist und in nächster Zeit noch erheblich anwachsen wird. Zum Teil wird diese Abfallenergie durch billige Abgabe an elektrochemische Werke verwertet werden können, zum Teil nur durch Ausfuhr in das Ausland. Die Schweiz weist die mannigfaltigsten Wasserkraftwerke auf, zum Teil mit Gefällen von wenigen Metern, wie an der unteren Aare und am Rhein zwischen Bodensee und Basel, und mit Wassermengen bis zu 1200 m³/Sek. (bei der geplanten Staustufe Schwörstadt am Rhein), und dann auch Gefälle von mehreren hundert Metern in einer Stufe. Das höchste in einer Stufe ausgebaute Gefälle mit 1650 m wird im oberen Rhônetal bei Martigny, allerdings nur für eine Wasserführung von 0,8 m³/Sek. genutzt. Gefälle von über 300 m sind keine Seltenheit. Die meisten Großkraftwerke sind Hochdruckanlagen.

Ende 1922 ist in den schweizerischen Wasserkraftwerken einschließlich der im Bau befindlichen Werke eine Gesamtleistung von rd. 1,2 Mill. kW mit einer Jahresarbeitsleistung von rd. 4300 Mill. kWh installiert gewesen. Die gesamte mögliche Ausbauleistung wird auf über 5 Mill. kW (rd. 1,4 kW je Einwohner) mit einer möglichen Energieerzeugung von rd. 20 000 Mill. kWh geschätzt.

Fast alle Orte der Schweiz sind an die vorhandenen Verteilungsnetze angeschlossen, fast alle Maschinen haben elektrischen Antrieb. Die Züge der vorhandenen Eisenbahnlinien werden jetzt schon überwiegend elektrisch angetrieben. Der Bedarf der gesamten 5000 km langen Bahnlinien wird auf 1300 Mill. kWh geschätzt und wird in kurzer Zeit ausschließlich aus Wasserkraftwerken gedeckt werden.

Vor dem Kriege stellten sich die mittleren Gestehungskosten von 1 kWh ab Kraftwerk in gut ausgenutzten Anlagen auf 1 bis 2 Pf., bei schlechterer Ausnutzung bis zu 5 Pf. Während des Krieges erhöhten sich die Gestehungskosten sehr erheblich. Bei den speicherfähigen Anlagen ist mit hohen Gestehungskosten zu rechnen, die infolge der besseren durch sie erreichbaren Ausnutzung der mit ihnen verbundenen nicht speicherfähigen Anlagen gerechtfertigt sind.

Italien ist bei seinem Mangel an Kohlen mit seiner Energiewirtschaft ebenfalls auf möglichst vollkommene Ausnutzung seiner zahlreichen Wasserkräfte angewiesen.

Die ausbauwürdigen Wasserkräfte werden auf etwa 6 Mill. kW geschätzt (0,15 bis 0,20 kW je Einwohner). Fast $^2/_3$ der Wasserkräfte entfallen auf Norditalien. Ende 1924 waren fast 2 Mill. kW in Wasserkraftwerken installiert, dagegen weniger als 0,4 Mill. kW in Wärmekraftwerken. Die Arbeitsleistung der Wasserkräfte betrug 1924 etwa 6000 Mill. kWh, demgegenüber ist die Energieerzeugung der vorhandenen Wärmekraftwerke nur geringfügig und dient zum Teil nur der Ergänzung der Wasserkräfte in wasserarmen Zeiten.

Der Ausbau der Wasserkräfte wird von der Regierung planmäßig unterstützt und hat in den letzten Jahren sehr große Fortschritte gemacht. Noch im Jahre 1918 betrug die Arbeitsleistung nur 1000 Mill. kWh, ist also in 6 Jahren auf das Sechsfache angewachsen. Zahlreiche Staubecken dienen dem Ausgleich der unregelmäßigen Wasserführung der Flüsse. Ende 1924 waren bereits gegen 100 Anlagen mit fast 800 Mill. m³ Stauinhalt im Betrieb, darunter die größte Talsperre Italiens, die Tirsosperre in Sardinien mit einem Stauinhalt von 416 Mill. m³, weitere etwa 50 Sperren mit rd. 700 Mill. m³ Stauinhalt befanden sich im Jahre 1925 im Bau.

In den Alpen und den nördlichen Apenninen kann die Wasserführung im Herbst und Winter sehr empfindlich zurückgehen, während in den mittleren und südlichen Apenninen in den hier vorhandenen durchlässigen Gesteinen eine starke Versickerung und infolgedessen in regenarmen Zeiten eine erhebliche Speisung der Flüsse aus Quellen stattfindet, so daß die Niedrigwasserführung verhältnismäßig groß ist.

Das außerordentlich regenarme Jahr 1921 brachte in dem oberen Pogebiet nur wenig mehr als die Hälfte der Regenhöhe mittlerer Jahre und führte zu empfindlichen Einschränkungen in der Elektrizitätsversorgung Norditaliens, zumal die vorhandenen Wasserkraftwerke nicht ausreichten. Die Wasserklemme 1921 gab mit Veranlassung, eine speicherfähige Großwasserkraftanlage durch Vergrößerung des Lago di S. Croce von 40 auf 120 Mill. m³ Stauinhalt und Einleiten von i. M. 30 m³/Sek. aus dem Piavefluß zur Ausführung zu bringen. Die Anlage kann in vier unterhalb gelegenen Kraftwerken mit einem Gesamtnutzgefälle von rd. 320 m jährlich etwa 235 Mill. kWh Energie erzeugen und in wasserarmen Zeiten besonders zur Ergänzung der vorhandenen Anlagen beitragen.

In Spanien weisen die Nordküste am Cantabrischen Meer und die Pyrenäen erhebliche Regenhöhen von 800 bis 1500 mm auf. Die großen Erhebungen — in den Pyrenäen auf über 3000 N.-N., in dem Cantabrischen Gebirge auf über 2000 N.-N. — gestatten den Ausbau großer Gefälle. Bei der Lage des Hauptindustriegebiets Spaniens bei Barcelona in der Nähe der Pyrenäen ist der Bedarf an Energie ein besonders großer, so daß in den linkseitigen Zuflüssen des Ebro, die aus den Pyrenäen kommen, bereits zahlreiche Wasserkräfte ausgebaut und konzessioniert sind.

Die großen Randgebirge Spaniens fangen die Regenwinde ab, so daß im Innern auf den großen Hochflächen sehr geringe Niederschlagshöhen vorhanden sind und viele Flüsse in der heißen Jahreszeit ganz versiegen. Der starke Wechsel in der Wasserführung und ihr außerordentlicher Rückgang im Sommer und Herbst erschwert hier den Wasserkraftausbau erheblich. Am Guadalquivir soll bei einem Niederschlagsgebiet von 47 000 km² die Niedrigwasserführung auf 7 m³/Sek. heruntergehen.

Die vorhandenen Wasserkräfte werden auf 4 bis 5 Mill. kW geschätzt (rd. 0,2 kW je Einwohner). Hiervon sind Leistungen in Höhe von rund 3 Mill. kW konzessioniert, von denen fast die Hälfte auf das Gebiet des Ebro entfällt.

Frankreich besitzt neben seinen sehr reichen Kohlenschätzen viele und gute Wasserkräfte. Nach einer Schätzung der Direktion für Wasserkraftanlagen beträgt die durchschnittlich verfügbare Leistung der Wasser-

kräfte, die in Betrieb und Bau sich befinden und bereits geplant sind, rd. 5 Mill kW, davon waren im Jahre 1925 rd. 1 Mill. kW im Betrieb und im Bau. Die gesamten Wasserkräfte Frankreichs werden auf etwa 8 Mill. kW Leistung geschätzt (rd. 0,2 kW je Einwohner). Die wertvollsten Wasserkräfte befinden sich im Südosten, besonders in den Flußgebieten der Rhône, Isère und Durance.

Die Leistung der am Rhein geplanten Wasserkraftanlagen wird zu rund 0,5 Mill. kW angegeben. Auch der Südwesten hat, namentlich im Gebiet der Garonne, wertvolle Wasserkräfte.

Belgien besitzt bei der meist nur geringen Erhebung des Landes über dem Meeresspiegel nur wenige und unbedeutende Wasserkräfte. Neben einer Ausnutzung der Gefällstufen der Schiffahrtstraßen, insbesondere der kanalisierten Maas, Schelde und Sambre, kommen einige Anlagen an den kleinen Nebenflüssen von Maas und Schelde in Frage. Die gesamten Wasserkraftanlagen werden aber nur eine geringe Rolle in der Energieversorgung des Landes spielen.

In Holland sind die vorhandenen Wasserkräfte noch geringfügiger und beschränken sich fast nur auf die bei Kanalisierung der Maas gewinnbaren, deren Leistung auf nur 20 000 kW geschätzt wird. Daneben werden Untersuchungen über eine Ausnutzung von Ebbe und Flut angestellt.

In England spielen die Wasserkräfte bei dem großen Kohlenreichtum und dem bedeutenden Energiebedarf eine nur untergeordnete Rolle. Neben den bereits ausgebauten Wasserkräften mit einer Leistung von nur etwa 0,1 Mill. kW sollen noch rd. 0,5 Mill. kW gewinnbar sein.

Das Deutsche Reich ist im Verhältnis zu seiner großen Einwohnerzahl und seinem sehr großen Energiebedarf arm an Wasserkräften. Nach neueren Feststellungen können in Deutschland im ganzen rd. 4 Mill. kW (= rd. 0,07 kW je Einwohner) gewonnen werden, von denen rd. 2 Mill. kW auf Bayern (= rd. 0,3 kW je Einwohner), rd. 1,3 Mill. kW auf Preußen (= rd. 0,04 kW je Einwohner) entfallen. Auch nach vollendetem Ausbau sämtlicher vorhandener Wasserkräfte werden diese nur einen Teil des Energiebedarfs des Deutschen Reiches decken können, der zurzeit bereits über 40 000 Mill. kWh jährlich beträgt.

Am günstigsten liegen die Verhältnisse im rechtsrheinischen Bayern. Nach Ministerialrat Holler (Die Wasserkraft 1924, Heft 24) ist der normale Energieverbrauch daselbst für Licht, Kraft, Wärme und Bahnverkehr zurzeit rd. 8,6 Mill. t Kohle von 7000 WE, wenn die verschiedenen Energiequellen auf Kohle von 7000 WE umgerechnet werden. Im Jahre 1921 wurden davon 8 %, im Jahre 1924 rd. 20 % durch Wasserkräfte gedeckt. Holler schätzt, daß der Bedarf nach 50 Jahren auf über 15 Mill. t Kohlen von 7000 WE steigen wird, und daß dann etwa 33 % davon durch Wasserkräfte gedeckt werden können. Hierzu wird eine Leistung von rund 1 Mill. kW erforderlich sein. Vor allem kommen nach Holler Großspeicherkräfte an der oberen Iller, oberen Lech, oberen Isar, im Frankenwald und im Bayerischen Wald in Frage, da diese sich den Bedarfsschwankungen besonders gut anpassen können, ferner die bei der Ausführung des Rhein-Main-Donau-Kanals zu gewinnenden Wasserkräfte. Für elektrochemische und elektrometallurgische Zwecke (Düngemittel, Aluminium, Elektrostahl) kommen Kräfte an der Alz, dem Inn, der Salzach, an Strecken der Iller, des Lech und der unteren Isar in Betracht.

Die Wasserkräfte der bayerischen Alpenflüsse sind in ähnlicher Weise wie die schweizerischen ausgesprochene Sommerkräfte. Eine gewisse Ergänzung im Winter kann durch ein Zusammenarbeiten mit den Wasserkräften im Mittelgebirge des nördlichen Bayerns, die ihre größte Kraftleistung im Winterhalbjahr aufweisen, erreicht werden. Da der gesamte Energiebedarf Bayerns ohnehin nicht aus den vorhandenen Wasserkräften allein gedeckt werden kann, so ist die Forderung nach speicherfähigen Wasserkräften in Bayern nicht so dringend wie in der Schweiz. Eine Regelung des Abflusses der vorhandenen großen Seen, insbesondere des Chiemsees, Starnberger Sees und Ammersees verspricht keinen übermäßigen Gewinn für die Energieerzeugung. Die wichtigste ausgebaute speicherfähige Wasserkraftanlage ist das Walchenseewerk, für das die örtlichen Vorbedingungen ungewöhnlich günstig waren.

Vor dem Kriege waren in Bayern 8000 Wasserkraftanlagen mit einer mittleren Leistung von rd. 150 000 kW in Betrieb, darunter die Werke bei Trostberg und Tacherting an der Alz mit 8000 kW, die Leitzach-Werke bei Miesbach mit rd. 17 000 kW, das Saalach-Werk bei Reichenhall mit rd. 4700 kW Ausbauleistung. Im Kriege sind u. a. fertiggestellt die Alz-Werke bei Margarethenberg und Holzfeld mit über 40 000 kW Ausbauleistung. Nach dem Kriege sind u. a. die Inn-Werke bei Töging mit über 65 000 kW, das Walchensee-Werk mit rd. 110 000 kW und 160 Mill. kWh Energieerzeugung, Mittlere Isar mit fast 100 000 kW Ausbauleistung und 480 Mill. kWh Energieerzeugung in Betrieb genommen worden. Im Bau ist zurzeit u. a. das Kachlet-Werk an der Donau mit 35 000 bis 40 000 kW Ausbauleistung und rd. 250 Mill. kWh Energieerzeugung, dessen Fertigstellung in diesem Jahre zu erwarten ist.[1])

Nach Vollendung der Rhein-Main-Donau-Wasserstraße von Aschaffenburg bis zur Reichsgrenze bei Passau werden nach Einführung von Lechwasser in den Kanal etwa 1000 Mill. kWh in den geplanten Kraftwerken gewonnen werden können.

Die einheitliche Versorgung des Landes mit Elektrizität durch die 100-kV-Hochspannungsleitungen des Bayernwerkes trägt in hervorragender Weise zu einem großzügigen Ausbau der Wasserkräfte durch deren Zusammenschluß bei. Insbesondere wird hierbei ein Ausgleich zwischen den Wasserkräften des Alpengebiets mit ihrem Wasserüberfluß im Sommer und denjenigen des nördlichen Mittelgebirges mit ihrem Wasserüberfluß im Winter erreicht.

Auch Baden und Württemberg haben im Verhältnis zu ihrer Einwohnerzahl beachtenswerte Wasserkräfte. Das Kraftwerk des Badenwerks bei Forbach an der Murg wird zurzeit auf eine Ausbauleistung von rd. 60 000 kW gebracht. Der Ausbau des geplanten Schluchsee-Werkes wird etwa 500 Mill. kWh bringen können. Die geplanten Kraftwerke am Rhein zwischen Bodensee und Basel, die von Baden gemeinsam mit der Schweiz auszubauen sind, werden nach dem Ergebnis eines Preisausschreibens eine Energieerzeugung von etwa 2500 Mill. kWh bringen, wenn die bestehenden Werke nicht berücksichtigt werden und der Rheinfall bei Schaffhausen nicht ausgebaut wird. Die bei einer Kanalisierung des Rheins zwischen Basel und Straßburg zu gewinnenden Energiemengen würden etwa 4500 Mill. kWh betragen, jedoch sind diese Wasserkräfte für das Deutsche Reich durch den Friedensvertrag von Versailles verloren. Durch Kanalisierung des Neckar von Plochingen bis Mannheim werden rd. 300 Mill. kWh gewonnen werden können.

Auch der Freistaat Sachsen hat, bezogen auf seine geringe Gebietsgröße von rd. 15 000 km², recht erhebliche Wasserkräfte, die aber bei der dichten Besiedlung und dem sehr großen Energiebedarf Sachsens nur eine untergeordnete Rolle gegenüber den Dampfkraftwerken spielen, die zurzeit über 80 % des gesamten Bedarfs decken.

Die bestehenden Wasserkraftanlagen Sachsens leisten zurzeit nur eine Jahresarbeit von rd. 500 Mill. kWh. Ausgebaut sind rd. 100 000 mittl. kW, eine ebenso große Kraftleistung wird als ausbauwürdig angesehen. Nach einer amtlichen Denkschrift von 21. Februar 1924 können durch Ausbau der vorhandenen und Einbau neuer Anlagen jährlich etwa 1100 Mill. kWh Energie mehr gewonnen werden. Die restlose Verwertung der gewonnenen Energiemengen dürfte bei dem großen Bedarf in Verbindung mit den vorhandenen großen Braunkohlenwerken keine Schwierigkeiten machen, anderseits wird der Wettbewerb der sehr wirtschaftlich arbeitenden Braunkohlenwerke den Wasserkraftausbau erschweren.

In den übrigen Ländern des Deutschen Reiches, insbesondere in Preußen, kann nur ein kleiner Teil des Kraftbedarfs durch Erschließung der Wasserkräfte von diesen übernommen werden. An den schiffbaren Wasserstraßen kann jährlich eine Energiemenge durch Kanalisierung der oberen Oder von etwa 100 Mill. kWh, der Weser von Hann.-Münden bis Bremen von rd. 400 Mill. kWh, der Fulda von rd. 70 Mill. kWh, der Mosel und Saar von rd. 400 Mill. kWh gewonnen werden. Die Durchführung des geplanten Weser-Main-Kanals wird eine Energiemenge von über 200 Mill. kWh bringen. Aus den Harzwasserkräften wird man bei großzügigem Ausbau über 200 Mill. kWh herausholen können. Im Verhältnis zu dem großen Kraftbedarf und der hohen Einwohnerzahl stellt sich der Gewinn an Wasserkräften nur gering. Um so dringender muß die Forderung nach einer möglichst vollkommenen Ausnutzung der wenigen vorhandenen Wasserkräfte erhoben werden.

Die in vorstehenden Ausführungen enthaltenen Zahlenangaben über die Wasserkräfte europäischer Länder sind auf Grund neuerer Mitteilungen in der Literatur gemacht worden. Im allgemeinen werden mit der zunehmenden Erforschung der vorhandenen Wasserkräfte die Schätzungen über deren Größe immer höher. Vor etwa 20 Jahren schätzte Köhn die vorhandenen deutschen Wasserkräfte auf etwa 1 Mill. kW. Oberbaurat Schmick in München gibt dagegen im Jahre 1922 die Leistung zu rd. 4 Mill. kW an. Man darf annehmen, daß auch in vielen außerdeutschen Ländern genauere Schätzungen späterer Jahre zu wesentlich höheren Werten kommen werden, als in obigen Ausführungen angegeben.

In Ländern, die keine oder nur unzureichende Kohlenvorkommen haben, wie beispielsweise in der Schweiz und Italien, ist die möglichst vollständige Ausnutzung der vorhandenen Wasserkräfte eine besonders wichtige nationale Forderung, um im Energiebezug unabhängig von dem Auslande zu werden. Aber auch in Ländern, deren Kohlenvorkommen noch für Jahrhunderte ausreichen, ist der Ausbau der Wasserkräfte aus allgemeinen volkswirtschaftlichen Gründen dringend geboten und mit allen Kräften zu fördern, um den Wohlstand des Landes zu heben. Auf die wichtigen Aufgaben, die das Wasser neben seiner Verwendung zur Energieerzeugung zu erfüllen hat, ist dabei weitestgehende Rücksicht zu nehmen.

[1]) Nach anderer Angabe waren in Bayern im August 1926 11 604 Wasserkraftanlagen mit einer Gesamtausbauleistung von 935 994 PS (= rd. 690 000 kW) im Bau oder Betriebe befindlich.

Die Schriftleitung.

Alle Rechte vorbehalten.

Vom Stollen Neckarkraftwerk Aistaig.

Von Dipl.-Ing. **K. Schaller,** Oberingenieur der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Düsseldorf.

In den Jahren 1920 bis 1923 kam im Zusammenhange mit der für den Gemeindeverband Überlandwerk Aistaig zu erstellenden Wasserkraftanlage am oberen Neckar unterhalb Oberndorf ein etwa 2300 m langer Oberkanalstollen zur Ausführung, der in mancher Hinsicht die Beachtung baufachlicher Kreise beanspruchen darf.

1. Allgemeines. Der Stollen mündet im Denkenhauser Bachtal (Abb. 1), das durch Abschluß mit einem aus Stollen- und Voreinschnittmaterial geschütteten, an seiner höchsten Stelle etwa 8,0 m hohen Staudamm zu

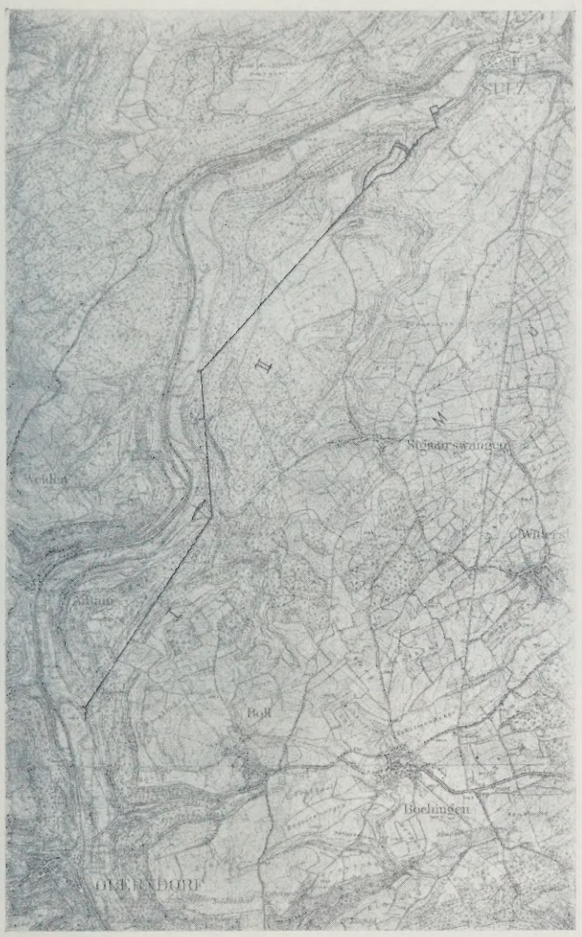


Abb. 1.

einem Tagesausgleichbecken mit rd. 60 000 m³ Inhalt ausgebildet ist. Der Stollen hat bis zu 7,0 m³ Kraftwasser zu fördern, das in einer ersten Ausbaustufe von 12,0 m Nutzgefälle ausgenutzt wird. Für den Querschnitt des etwa 2300 m langen Stollens wurde mit Rücksicht auf die wagerechte Schichtung des zu durchfahrenden Gebirges ein verhältnismäßig spitzes Profil gewählt (Abb. 2), das für die Baudurchführung sich als recht zweckmäßig erwies. Bei einem lichten Querschnitt von rd. 7,0 m² hat das Profil einen Umfang von 10,2 m. Das Stollengefälle beträgt 1 : 1000. Die beiden Stollenachsen-Hauptrichtungspunkte sind so gewählt worden, daß sie durch den Baubetrieb nicht gestört werden konnten. Diese Punkte ermöglichten es, daß während des Baues die Stollenrichtungspunkte jederzeit auf ihre richtige Lage bezw. auf etwaige Veränderungen hin prüfbar waren. Sie wurden örtlich gesichert durch einbetonierte Rohre oder Schienen mit Kerben. Für die Höhenmessungen wurde von den in die beiden Mundlöcher einnivellierten Fixpunkten ausgegangen.

2. Die geologischen Verhältnisse. Der Stollen verläuft zunächst auf etwa 40,0 m im Gehängeschutt, der im größeren Profilteil im wesentlichen aus Kalkmergel, im unteren Profilteil aus Buntsandsteinmergel aus den oberen Partien des oberen Buntsandsteines besteht. Letzterer verliert sich etwa auf km 0 + 50. Bis auf km 1 + 420 durchfährt der Stollen den unteren Muschelkalk (Wellengebirge), der sich dadurch auszeichnete, daß Gebirgswasser nicht angeschnitten wurde. Dieser Zustand änderte sich, sobald der mittlere Muschelkalk angefahren war. Dieser besteht in der restlichen Stollenstrecke im wesentlichen aus reinem, weißem oder grauem tonigen Gips mit Spuren von Anhydrit und war stark wasserführend (gesättigte Gipslösung). Der Fortgang der Arbeiten wurde besonders dadurch erschwert, daß diese Gipslinsen häufig abwechseln mit stark druckhaftem, tonigem, dolomitischem Mergel mit großen Gipsfindlingen (im ganzen etwa 220 m). Sind im unteren Muschelkalk die Schichten ziemlich regelmäßig gelagert, so fiel im mittleren Muschelkalk die starke Verworfenheit des Gebirges, dessen Struktur sich sprunghaft ändert, auf. Fossilien wurden nur im unteren Muschelkalk festgestellt, u. a. die Myophoria vulgaris und die Lima striata.

3. Baustelleneinrichtung. Der Platz für die Einrichtung der Baustelle Wehr (Abb. 3), die vollständig auf dem rechten Ufer untergebracht werden mußte, war außerordentlich beschränkt. Im Stollen selbst mußte man sich auf ein einziges Ausweichgleis beschränken. Auf dem zur Verfügung stehenden schmalen Geländestreifen neben dem Oberkanal konnten nur die notwendigsten Anlagen untergebracht werden, wie Kompressorenhaus, Schmiede und Werkstätte, Ventilatoren mit Antrieb, Betonmischmaschine, Kohlen- und Zementschuppen. Die übrigen Anlagen, wie Kantine mit Schlafraum, Unterkunftbaracken, Baubureau, Magazin, Transformatorenhaus, Sprengstoffmagazin usw., mußten dicht über der Baustelle aufgestellt werden.

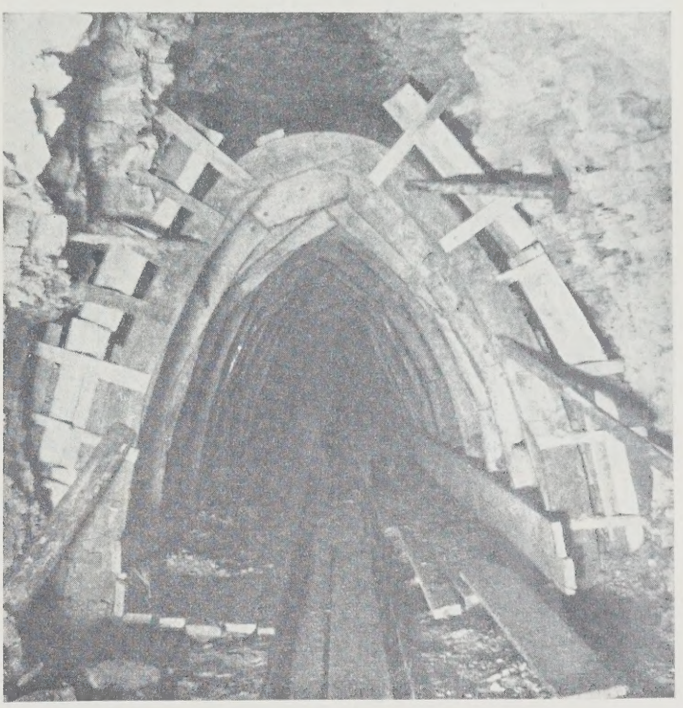


Abb. 2.

Wesentlich einfacher lagen in dieser Beziehung die Verhältnisse auf der Denkenhauserbach-Baustelle, wo genügend Platz für die Baustelleneinrichtung vorhanden war (Abb. 4). Zum Antrieb der Maschinen stand hochgespannter Strom zur Verfügung, der auf beiden Baustellen auf 380 V transformiert werden mußte. Die für die Ausbrucharbeiten erforderliche Preßluft wurde in einem 4- und 6-m³-Kompressor erzeugt, die durch einen 40- bezw. 45-PS-Drehstrommotor angetrieben waren. Die zu beiden Kompressoren gehörenden Windkessel von je 3 m³ Inhalt waren außerhalb des Maschinenhauses aufgestellt.

Für die Bewetterung war auf beiden Baustellen je ein Hochdruckventilator eingebaut.

4. Bauvorgang. Der Vortrieb im unteren Muschelkalk (Abb. 5) bot keine nennenswerten Schwierigkeiten, bis bei km 1 + 460 derart starke Wasseradern angeschnitten wurden, daß die Vortriebarbeiten eingestellt werden mußten, da das Gebirgswasser nicht mit natürlichem Gefälle ablaufen konnte und bei dem erreichten Vortrieb sich eine Pumpeninstallation nicht lohnte. Zudem waren von der Gegenseite schon etwa 530 lfd. m geleistet, so daß man sich entschloß, die Reststrecke von unten aus vorzutreiben, wobei man die Möglichkeit hatte, das angeschnittene Gebirgswasser mit natürlicher Vorflut ablaufen zu lassen. Stark druckhafte Stollenstrecken (Abb. 6) mußten mit der regelrechten Getriebezimmerung vorgetrieben werden, wobei meistens auch die Stollenwandung verbaut werden mußte. Der Abstand der einzelnen Baue (Stockwerkrahmen) betrug je nach Druckverhältnissen 0,8 — 1,30 m.

In weniger druckhaftem Gebirge und in den Stollenstrecken, wo die Gefahr bestand, daß sich ganze Deckenplatten lösen und den Stollen-

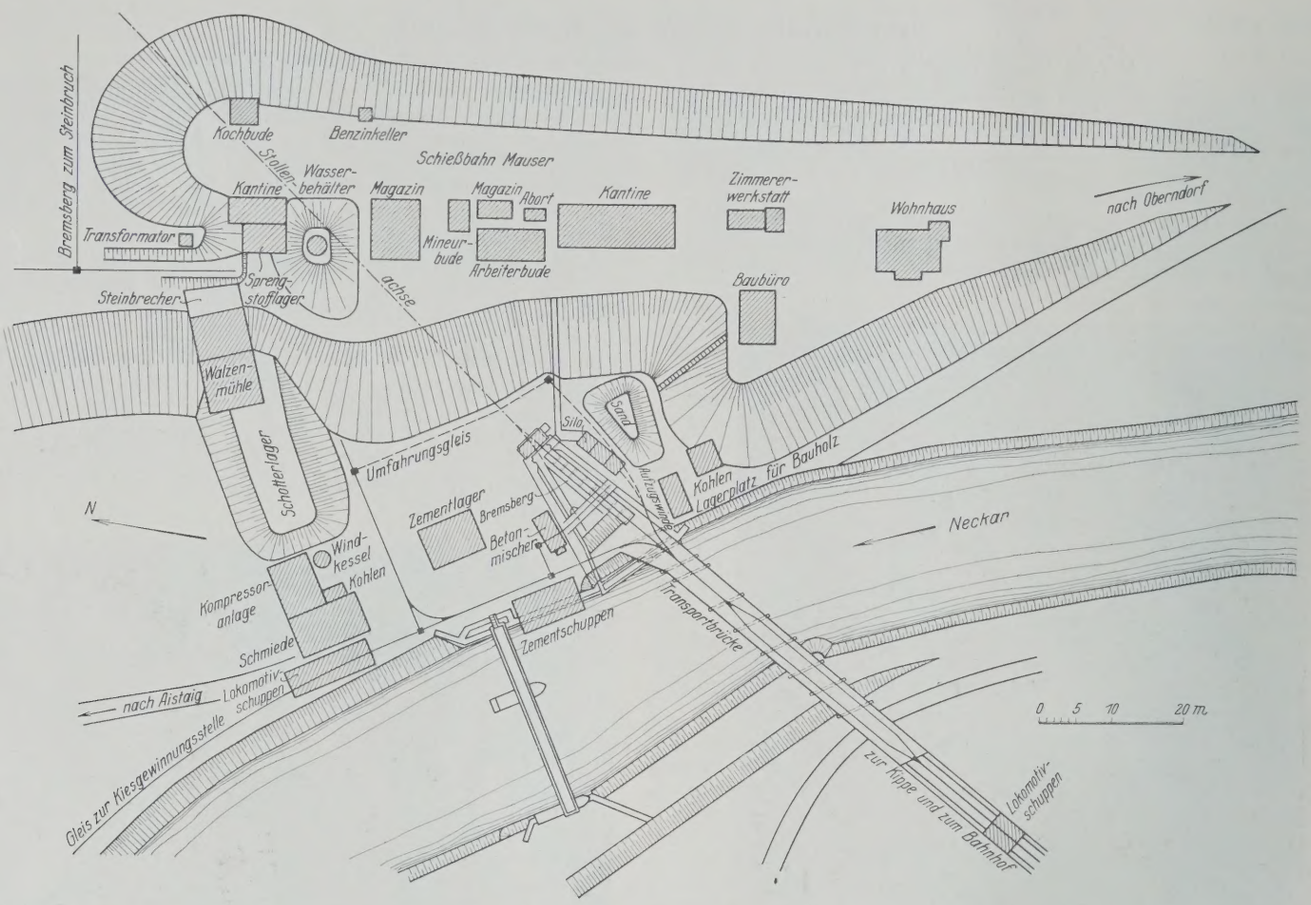


Abb. 3. Einrichtung der Wehrbaustelle.

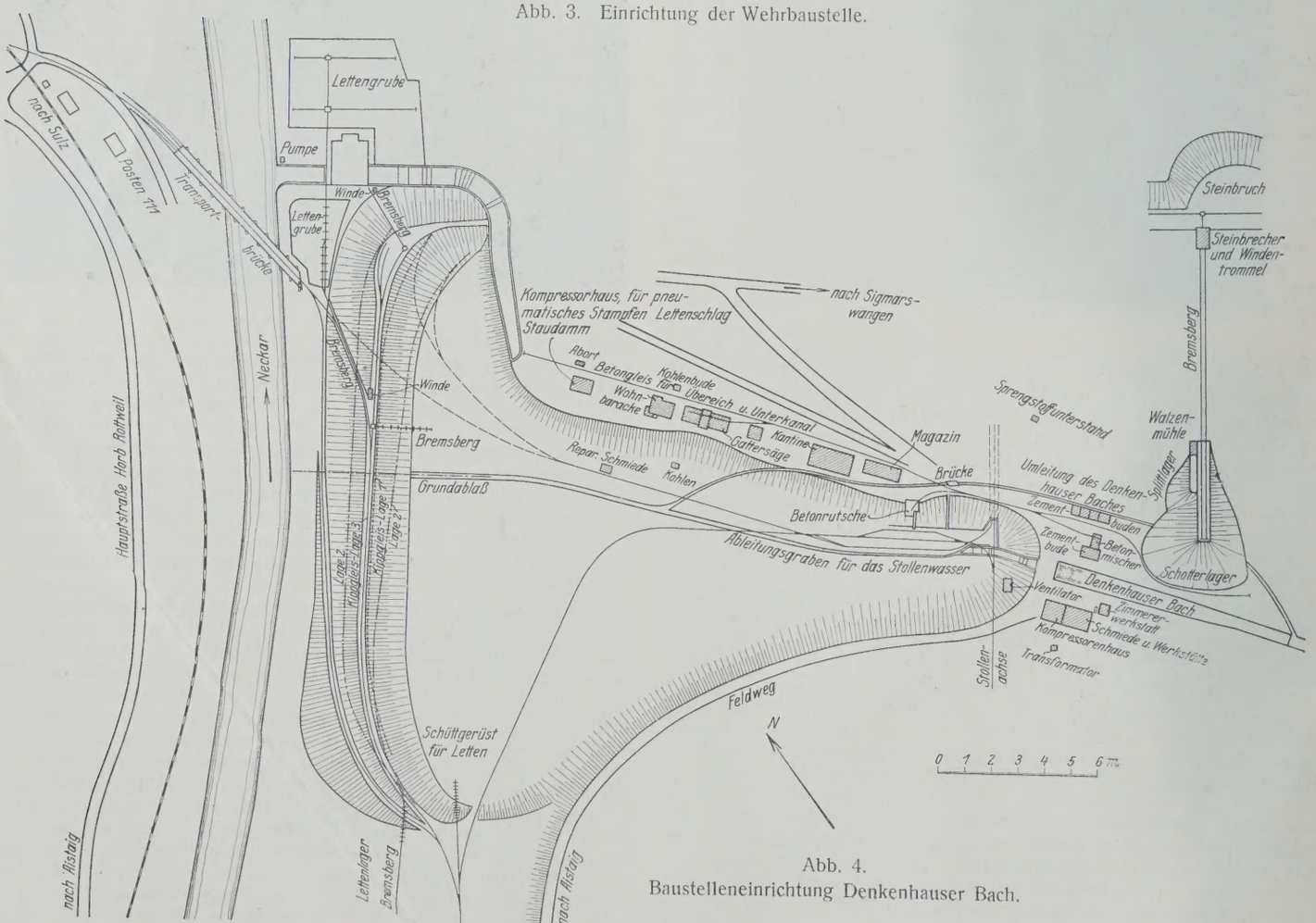


Abb. 4.
Baustelleneinrichtung Denkenhauser Bach.

betrieb gefährden, wurde lediglich ein Deckenschutz eingebaut derart, daß quer zur Stollenachse auf je zwei Längsunterzüge, die durch Halb- oder Ganzständer abgestützt waren, waldkantige Dielen aufgelegt wurden, die durch Keile oder sonstige Hinterpackung gesichert wurden.

5. Vollausbruch der Fels- und Druckstrecken (ohne Sohle). Mit den Vollausbrucharbeiten wurde bis auf eine kurze Strecke im unteren Muschelkalk erst nach dem Durchschlag begonnen, und zwar in erster Linie, weil sich die Verhandlungen über die Ausbaugröße des Stollens bis anfangs 1922 hinzögerten. Nach dem Durchschlag kam den Vollausbruch- und Betonierungsarbeiten der natürliche Luftzug sehr zu statten, der allerdings je nach Witterungs- und Windverhältnissen durch künstliche Ventilation unterstützt werden mußte.

Wie der Vortrieb geschah auch der Vollausbruch der Felsstrecken (ohne Sohle) vom Stollenportal nach innen. Hierbei wurden die Druckstrecken übersprungen, weil hierfür Sonderkolonnen angesetzt wurden. Da je nach Gebirgs- und Wasserverhältnissen verschiedene Betonierungsstärken gewählt werden mußten, war das Vollausbruchprofil nicht einheitlich groß.

Abb. 5.

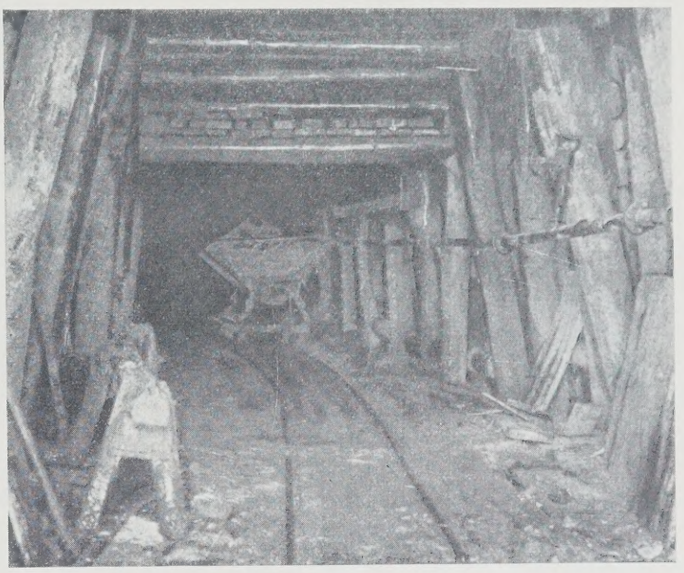


Abb. 6.

In der Regel wurden 50 bis 60 lfd. m Stollen im unteren und 25 bis 30 lfd. m Stollen im mittleren Muschelkalk auf einmal abgebohrt.

Um dem Oberhauer oder Schießmeister jederzeit die Möglichkeit zu geben, rasch festzustellen, wieviel zum Vollausbruchprofil noch fehlt, wurde eine Vorrichtung konstruiert, die sich wegen ihrer Einfachheit in der Anwendung gut bewährt hat. Ein Gestell wurde auf einen eingewiesenen Punkt zunächst der Höhe nach eingerichtet und fixiert, und bewegliche Fühllatten wurden dann bis zur Berührung mit der Stollenwand verschoben. Das noch überstehende Lattenende gab dann an, wieviel zum Vollausbruch noch fehlte.

Die Vollausbrucharbeiten in den Druckstrecken wurden zu gleicher Zeit wie die in den Felsstrecken ausgeführt. Hierfür wurden diese in Zonen von je 4,0 m Länge eingeteilt und im allgemeinen zwei Zonen auf einmal in Angriff genommen. Bei sehr starkem Druck konnte nur zonenweise vorgegangen werden. Nach Beendigung des Vollausbruches auf 4 bezw. 8 m wurde sofort betoniert, um die Hölzer für die nächsten Zonen wieder freizubekommen. Auf diese Weise war etwa drei- bis fünfmalige Verwendung des Holzes möglich.

6. Vollausbruch der Sohle und Stollendränage. Da das Gebirge, namentlich der untere Muschelkalk, der Luft ausgesetzt, rasch verwitterte, wurden, bevor man an das Ausschießen der Sohle ging, Widerlager und Gewölbe im ganzen Stollen betoniert. Hierauf erst folgte der Sohlenausbruch, und zwar von innen nach den beiden Stollenportalen. Durch das öfter bei Hochwasser des Neckar in den Stollen gelangte Tagwasser war die Sohle des unteren Muschelkalks ziemlich mürbe geworden und konnte zu einem großen Teil von Hand gelöst werden.

Größere Schwierigkeiten machte namentlich wegen des Wasserandranges der Sohlenausbruch im mittleren Muschelkalk, zumal in dessen Bereich auch ein Graben zum Verlegen der Dränagerohre (150 mm l. W.) ausgeschossen werden mußte. Hier war nur ein Bohren mit Hohlbohrern möglich. Das sich im Dränagegraben während des Sohlenausbruches sammelnde Gebirgswasser wurde mit einer Diaphragmapumpe in den Wassergraben des Vortriebstollens gepumpt, von wo es mit natürlichem Gefälle nach dem Voreinschnitt abfloß.

Zunächst wurde das Material seitlich der Schwellenköpfe und zwischen den Schwellen, soweit mit Pickel zu lösen, ausgebrochen, hierauf das Gleis auf längere, auf den Widerlagerfundamenten aufliegenden Schwellen verlegt und der Rest vollends ausgebrochen. Das zwischen den langen Schwellen frei durchhängende Gleis durfte natürlich von den Benzollokomotiven nicht befahren werden.

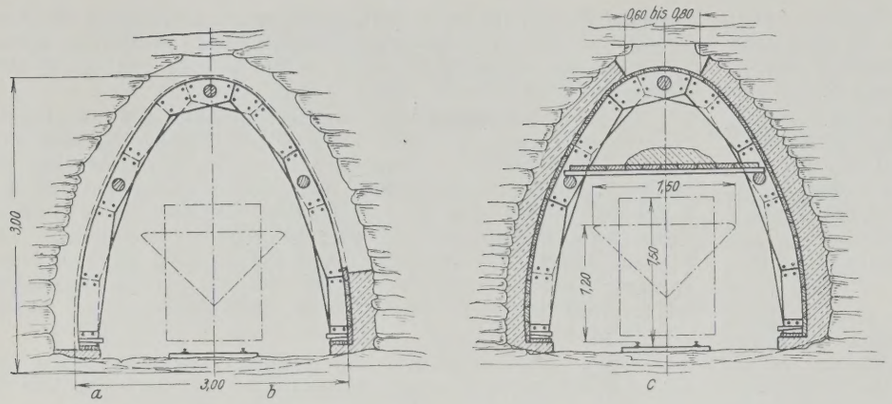
Da der untere Muschelkalk auf eine Stollenlänge von etwa 1430 m vollkommen trocken war, wurde hier von einer Dränage abgesehen und wurden Rohre nur in der restlichen Stollenstrecke im Bereiche des mittleren Muschelkalks eingebaut. Die Steinzeugrohre mit 150 mm l. Durchm. wurden unter dem eigentlichen Vollausbruchprofil in einem eigens dafür ausgeschossenen Graben im Gefälle 1 : 1000 verlegt. Die Flansche wurden lose ineinander gefügt und die Rohre mit einer Steinsickerung sorgfältig ummantelt. Starke Quellen in den Widerlagern wurden nach Möglichkeit gefaßt und mit Abzweigrohren in die Sohlendränage geleitet.

7. Stollenauskleidung. Die plattige, mergelige Struktur des unteren Muschelkalks, der starke Neigung zum Abblättern zeigte, und die Gesteinbeschaffenheit des mittleren Muschelkalks mit seinen Gipslinsen und seiner großen Verworfenheit machten eine Stampfbetonauskleidung des Stollens notwendig.

Besondere Vorsicht war bei der Auskleidung im mittleren Muschelkalk geboten, wollte man einer Zerstörung des Betons durch die fast reine Gipslösungen darstellenden Gebirgswasser entgegenwirken. Wiederholte chemische Gesteinuntersuchungen ergaben den Gehalt von Gips, aber kein oder verhältnismäßig nur wenig Anhydrit, so daß ein Treiben des Gebirges bei Wasserzutritt nicht zu befürchten war.

Da eine Zersetzung des Zementes durch die gipshaltigen Gebirgswasser ohne besondere Vorkehrungen vorauszusehen war, lag es nahe, die Verwendung des Zementes auf ein Mindestmaß zu beschränken oder ganz auszuschalten. Dies war zu erreichen durch Ausführung der Auskleidung in Klinker- oder Bruchsteinmauerwerk in ausreichender Stärke mit besonderen Mörtelmischungen. Als solche wurden vorgeschlagen Mischungen mit Erzzement oder aber, um die Kosten innerhalb erträglicher Grenzen zu halten, eine Mischung 1 R.-T. Zement : 0,7 R.-T. Traß : 2 R.-T. Sand oder schließlich überhaupt an Stelle eines Zementmörtels ein Traßkalkmörtel. Darüber hinaus empfahl Prof. Dr.-Ing. Probst, Karlsruhe, der als Gutachter hinzugezogen war, zunächst den Ausbruch mit Asphalt zu streichen, hierauf einen Ring aus Klinker-Mauerwerk zu mauern und an dieses Mauerwerk anzubetonieren. Ein anderer gangbarer, aber nicht so sicheren Erfolg versprechender Weg wie der oben skizzierte wurde von Prof. Pressel, München, vorgeschlagen. Dieser neigte zu der Ansicht, daß, um die zerstörende Wirkung des Gipswassers auf den Zementmörtel in einer für die Haltbarkeit der Auskleidung ausreichenden Weise auf eine ganz dünne Schicht in der Außenfläche des Mauerwerks mit Sicherheit zu beschränken, es notwendig ist, den Beton zur Erzielung großer Dichtigkeit des Mauerwerks sehr fett zu halten, außerdem in diesen Strecken und ein genügendes Stück vor und hinter ihnen mit Zementbrei unter hohem Druck zu hinterspritzen, so daß alle Hohlräume zwischen Gebirge und Mauerwerk gut ausgefüllt werden. — Als zweckmäßig wurde empfohlen, die Auskleidung namentlich in den nassen Partien des mittleren Muschelkalks etwas stärker als vorgesehen zu halten.

Mit Rücksicht auf die hohen Kosten einer Klinkerausmauerung wurde auf eine völlig sulfatfeste Auskleidung verzichtet und lediglich ein dichter

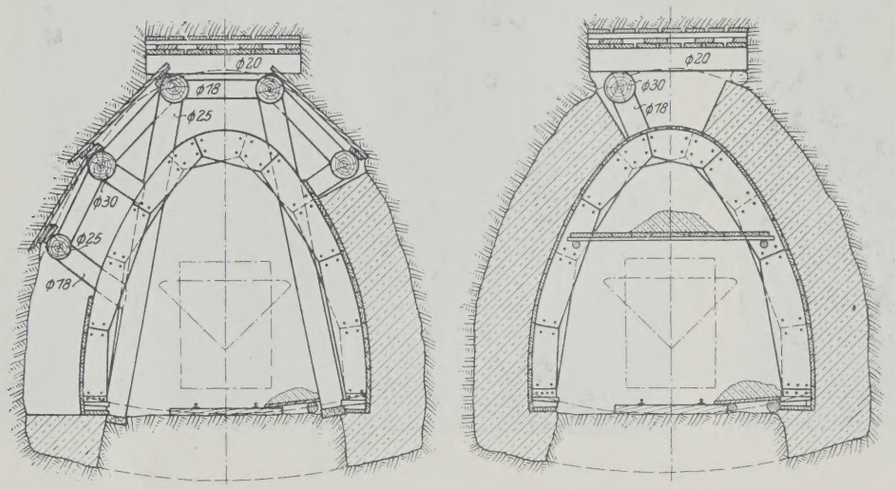


Betonierung der Fundamente und Aufstellen der hölzernen Schalbogen.

Einbringen des Widerlagerbetons in radialen Lagen von 15 bis 20 cm.

Betonieren des Gewölbes vor Kopf.

Abb. 7. Stollenausbau, Felsstrecke.



a Einbringen des Fundamentbetons und Aufstellen der hölzernen Schalbogen

b Betonieren der Widerlager, Abstützen der Unterzüge auf die Schalung.

c Betonieren des Gewölbes vor Kopf, wobei Kappen und Steckdielen des Firstschlitzes bei starkem Gebirgsdruck oft einbetoniert werden müssen.

Entfernen der Langständer und Unterzüge.

Abb. 8. Stollenausbau, Druckstrecke.

Beton mit einem möglichst sulfatfesten Zement angestrebt. Von Dr. Herrmann, dem Leiter des technischen Untersuchungsamtes in Charlottenburg, waren als Mischungen empfohlen

1 R.-T. Erzzement : 3 R.-T. Kies : 3 bis 4 R.-T. Schotter,

oder

1 R.-T. Hochofenzement : 3 R.-T. Kies : 3 bis 4 R.-T. Schotter,

oder

1 R.-T. Portlandzement : 0,7 R.-T. Traß : 3 R.-T. Kies : 3 bis 4 R.-T. Schotter.

Mit Rücksicht auf die Kostenfrage entschied man sich im festen Gips- bezw. Anhydritgebirge für die letztgenannte Mischung, wobei allerdings an Stelle des Kieses Kalkgrus bis etwa 6 mm Korngröße verwendet wurde. Bemerkenswert in dieser Mischung ist im Hinblick auf die erstrebte möglichst große Dichtigkeit des Betons der hohe Traßzusatz.

In den Druckstrecken des mittleren Muschelkalks, in dessen mergeligem Ausbruchmaterial Gips nur in Spuren festgestellt wurde, begnügte man sich mit einer Mischung 1 R.-T. Portlandzement : 0,3 R.-T. Traß : 6 R.-T. Schotter bezw. Schottergrus, also mit einem wesentlich geringeren Traßzusatz.

Bis heute, Juni 1926, — der Stollen ist etwa 3 Jahre betoniert — konnten in den in den angegebenen Mischungsverhältnissen betonierten Stollenstrecken Zersetzungserscheinungen nicht festgestellt werden. Nur eine kurze Stollenstrecke, die wegen Stockung der Traßzufuhr im Mischungsverhältnis 1 : 4, also ohne Traßzusatz betoniert werden mußte, zeigte Ende 1923 deutliche Zersetzungserscheinungen. In untersuchten Proben des zerstörten Betons konnte der bekannte und so gefürchtete „Zementbazillus", ein Calciumaluminiumsulfat festgestellt werden. Daß die übrigen Stollenpartien im mittleren Muschelkalk bis jetzt noch beste Beschaffenheit zeigen, ist ein Beweis für die Zweckmäßigkeit des gewählten Traßzusatzes.

Die Hohlräume über die vorgeschriebene Betonierungsstärke hinaus wurden mit Steineinlagen (Steine aus dem unteren Muschelkalk) betoniert, zum Teil mit reiner Steinbeigung satt ausgefüllt.

Ursprünglich war vorgesehen, den Betonierschotter und Grus aus dem Stollenausbruch zu gewinnen. Der untere Muschelkalk erwies sich hierfür wegen seiner sich bald herausstellenden Eigenschaft, an der Luft zu verwittern, als ganz ungeeignet, eine Verwendung des mittleren Muschelkalks zur Gewinnung der Zuschlagstoffe verbot sich wegen seines Gips- und Anhydritgehaltes von selbst. Für eine Schottergewinnung zu Betonierzwecken kam nur der obere Muschelkalk, insbesondere seine unterste Schicht, der Trochitenkalk, in Frage. In Anbetracht der geringeren Kosten entschloß man sich zu einer Gewinnung im eigenen Steinbruchbetrieb.

8. Betonierung der Felsstrecken. Das Betonieren der Felsstrecken folgte dem Vollausbruch in einem Abstande von 50 bis 150 m im allgemeinen in der Richtung vom Stollenportal nach innen. Nach Vollausbruch der Fundamente, Widerlager und Gewölbe wurden zunächst die Fundamente betoniert, auf diese dann durchgehende Dielen verlegt und hierauf die hölzernen Lehrbogen verkeilt (Abb. 7).

Der auf Dielenpritschen neben der Verwendungsstelle gekippte Beton wurde in möglichst radialen Lagen von 15 bis 25 cm Höhe in die Widerlager eingebracht und sorgfältig gestampft. Für den obersten Teil des Gewölbes (etwa 60 bis 80 cm wagerecht gemessen) mußte der Beton in der Richtung der Stollenachse eingebracht und auch so, also vor Kopf gestampft werden. Erst blieb der Beton 4 bis 5 Tage eingeschalt, schließlich begnügte man sich ohne feststellbaren Nachteil sogar mit 48 Stunden, allerdings bei Verwendung von Ia Portlandzement Dyckerhoff & Söhne. Alle 4 m wurden im Scheitel mit Gewinde versehene Gasrohrstutzen einbetoniert, um später Zementmörtel hinterpressen zu können.

Nachdem Widerlager und Gewölbe im ganzen Stollen betoniert waren, wurde mit dem Sohlenausbruch von innen nach den Stollenportalen begonnen. Dem Sohlenausbruch rückte die Sohlenbetonierung unmittelbar nach, und zwar so, daß anfänglich Strecken von 20 bis 30 m, später solche von 80 bis 120 m ausgebrochen und dann sofort betoniert wurden.

Betonierung der Druckstrecken (Abb. 8). Die Betonierung der Druckstrecken geschah in Doppelzonen oder zonenweise je nach Gebirgsdruck, und zwar unmittelbar, nachdem diese voll ausgebrochen waren. Auch hier wurden erst die Fundamente betoniert, auf diesen in Abständen von 0,8 bis 1,0 m, je nach Druck, die aus drei Lagen aufeinander geschraubter, sich überlappender Dielenstücke bestehenden hölzernen Lehrbogen aufgestellt. Hierauf wurden die Widerlager betoniert, soweit es der Einbau erlaubte; schließlich wurden nacheinander die Unterzüge auf die Schalung abgestützt, und nach und nach, entsprechend dem Betonierungsfortschritt, die Unterzüge, die Langständer und der Seitenverzug entfernt. Die Firstkappe und der Firstverzug, selten auch ein Teil des Seitenverzuges, mußten häufig bei stark druckhaftem Gebirge einbetoniert werden.

9. Stollenglattstrich. Das Aufbringen des i. M. 2 cm stark vorgesehenen Zementmörtelglattstriches Mischungsverhältnis 1 : 2 bot im unteren Muschelkalk keine Schwierigkeiten. Dagegen wurde im mittleren Muschelkalk das Gebirgswasser als sehr störend empfunden. Besondere Quellen hat man zunächst durch einbetonierte Rohre in den Stollen abgeleitet, ringsum den Glattstrich aufgebracht und vor der Inbetriebnahme des Stollens das Rohr wieder zugepfropft. Trotzdem wurde der Glattstrich an vielen Stellen durch den Gebirgswasserdruck wieder abgedrückt, obgleich, um ein schnelleres Abbinden des Verputzes herbeizuführen, mit Sodazusatz (10 % konzentrierte Sodalösung zum Anmachwasser) gearbeitet wurde.

Als bei wiederholtem, probeweisem Ablassen des Stollens immer wieder festgestellt wurde, daß der Glattstrich durch den Gebirgswasserdruck vielerorts weggedrückt war, das Gebirgswasser also in den Stollen eindringen und anderseits bei gefülltem Stollen und höherem Innendruck das Stollenwasser durch den bei dem gewählten Mischungsverhältnis nicht dichten Beton eindringen konnte und, ganz abgesehen von dem unerwünschten Wasserverlust, Längsströmungen zwischen Mauerwerk und Gebirge befürchtet werden mußten, kam man auf die in diesem Falle

naheliegende Lösung, selbsttätige Klappen an den Stellen des Mauerwerks einzubetonieren, wo aus Gebirgsspalten Wasser hervordrang bezw. ein Aufbringen eines haltbaren, dichten Glattstriches mit gewöhnlichen Mitteln nicht zu erreichen war. Diese selbsttätigen Klappen, in ihrer Form den Ventiltellern ähnlich, wie sie bei Diaphragmapumpen verwendet werden, gestatten einerseits bei leerem Stollen bezw. bei einem äußeren Überdruck ein Entweichen des Gebirgswassers in den Stollen, anderseits wird bei höherem Innendruck dem Stollenwasser der Weg durch den Stollenbeton abgeschlossen. An Stelle der Klappen können sonstige Ventile, wie Kugel- oder Kegelventile, eingebaut werden.

Diese Einrichtung (Abb. 9), die dem Verfasser durch Deutsches Reichspatent geschützt ist, kann auch bei anderen Wasserbauten, wie Schleusen, Kanälen, Ufermauern usw. zur Ausgleichung des durch Gebirgs- oder Grundwasser erzeugten äußeren Überdruckes Verwendung finden. Durch Vermehrung der in das Wasserbauwerk eingebauten selbsttätigen Ventile oder Klappen über das unbedingt erforderliche Maß hinaus, kann eine genügende Sicherheit dafür erzielt werden, daß die Bemessung der Querschnitte des Bauwerks ohne Rücksicht auf äußeren Überdruck ausreicht, da nicht anzunehmen ist, daß sämtliche Klappen zugleich versagen werden, zumal die Sicherheitsfrage im vorliegenden Falle auch nicht die entscheidende Rolle spielt wie z. B. bei einem Tragwerk, da, wenn tatsächlich einmal aus irgendwelchen unerwarteten und vielleicht zu vermeidenden Umständen — etwa weil der Einbau nicht mit der nötigen Sorgfalt vor sich ging, oder nicht geeignete Vorkehrungen gegen Verschlammen oder Verstopfen getroffen worden sind — ein Versagen eines Teiles der Klappen oder Ventile eintritt — das Wasser durch die anderen mit um so größerer Geschwindigkeit ausströmen würde.

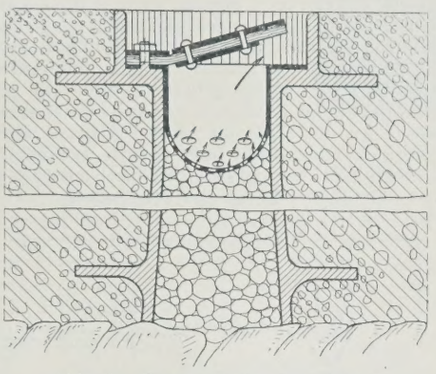


Abb. 9. Schematische Darstellung einer Einrichtung zur Ausgleichung äußerer Überdrücke bei Wasserbauten.

Nachteilig beim Aistaiger Stollen war, daß diese Klappen erst nachträglich einbetoniert wurden, was mit größter Sorgfalt geschehen mußte, wollte man vermeiden, daß sich das Gebirgswasser nicht einen Weg zwischen Beton und einbetoniertem Klappenteller suchte. Vor allen Dingen war darauf zu achten, daß letzterer genügend tief in den Beton einband. Auf diese Weise waren im Stollen etwa 20, im kurzen Oberkanal etwa 5 Klappen mit einem lichten Durchmesser der Durchflußöffnung von 50 mm eingebaut. — Bei gelegentlichen Entleerungen des Stollens wurde festgestellt, daß das Grund- bezw. Gebirgswasser springbrunnenartig herausgepreßt wurde; Verstopfungen konnten nirgends beobachtet werden. Die Klappen hatten ihren Zweck erfüllt. In ihrer Umgebung wurde der Glattstrich trotz der wiederholten Entlastung des Stollens nicht mehr abgedrückt.

10. Zementhinterspritzungen. Bekannt ist, daß sich namentlich zwischen Gewölbebeton und Gebirge durch das nicht zu vermeidende Schwinden des Betons immer mehr oder weniger große Hohlräume bilden, zumal hier nicht in radialen Lagen gestampft werden konnte, sondern dieses vor Kopf geschehen mußte. Wie schon früher erwähnt, wurden bereits beim Betonieren alle 4 m im Gewölbe mit Gewinde versehene Gasrohrstutzen vorgesehen, an die die Schlauchleitung einer einfachen Zementkanone angeschraubt werden konnte. Mit der im Stollen zur Verfügung stehenden Preßluft von 3 bis 6 at wurde so lange als möglich Zementmörtel 1 : 1 eingepreßt.

Die Entwurfbearbeitung und Bauleitung für den Bauherrn, den Gemeindeverband Überlandwerk Aistaig, lag in den Händen des Ingenieurbureaus W. Kimmich, Sulz am Neckar. Die Ausführung der Bauarbeiten war der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Karlsruhe-Stuttgart übertragen.

Alle Rechte vorbehalten.

Neue Versuche mit F-Stahl.

Neuerdings hat die Firma Berliner A.-G. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, vorm. J. C. Freund & Co., in Charlottenburg, der Eidgen. Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule in Zürich eine Anzahl Rundstäbe des F-Stahls zur Verfügung gestellt, worüber die erwähnte Anstalt gelegentlich der Eisenbautagung in Zürich (vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 44 u. 46, S. 655 u. 690 ff.) in ihrem Diskussionsberichte Nr. 9 [1]) eingehend berichtet.

Außer auf Zug und Druck wurde das Material auch metallographisch untersucht und chemisch analysiert, die Härtezahlen wurden ermittelt, und ferner wurden Kalt-, Biege- und Schlagversuche durchgeführt. Die chemische Analyse ergab folgendes:

		Mittelwerte
C	0,11 bis 0,15 %	0,13 %
Si	0,93 „ 1,04 %	1,00 %
P	0,02 „ 0,05 %	0,04 %
S	0,05 „ 0,06 %	0,05 %
Mn	0,48 „ 0,83 %	0,64 %

Die metallographischen Bilder zeigen im Anlieferungszustande das gleichmäßige Gefüge eines Kohlenstoffstahls. Es ist vorwiegend Ferrit (hell) und wenig Perlit (dunkel) vorhanden. In ausgeglühtem Zustande (30 Min. im elektrischen Ofen bei 900° C geglüht und dann an der Luft langsam ausgekühlt) zeigen die Kristallite nur geringes Wachstum. Das Gefüge in abgeschrecktem und verkühltem Zustande ist von bester feinkörniger Struktur. Kalt oder warm verschmiedetes Material zeigt keine Gefügeänderung. Die Härtezahlen beliefen sich im Mittel für entphosphorten F-Stahl auf 146, für nichtentphosphorten F-Stahl auf 157. In beiden Fällen war das Material von guter gleichmäßiger Härte. Für die Rund-, Quadrat- und Rechteckstäbe fanden sich im Anlieferungszustande nebenstehende Festigkeitswerte.

Das Material in ausgeglühtem Zustande ergab eine Verminderung der Proportionalitätsgrenze und der Fließgrenze gegenüber dem Anlieferungszustande um rd. 10 %, die Zugfestigkeit verringerte sich um rd. 5 %, während sich die Bruchdehnung und die Querzusammenziehung um rd. 4 % erhöhten. Die Zugfestigkeit des F-Stahls ist somit um etwa 10 % geringer als bei St 48. Die Fließgrenze für Zug und die Quetschgrenze für Druck sind gleich groß und liegen um rd. 20 % höher als bei St 48. Das Verhältnis von Fließgrenze zu Zugfestigkeit (0,71) ist beim

	entphosphort	nicht entphosphort	General-Mittel
Proportionalitätsgrenze . . .	3,75 t/cm²	3,64 t/cm²	3,70 t/cm²
Obere Fließgrenze	3,77 „	3,91 „	3,81 „
Zugfestigkeit	4,82 „	5,26 „	4,94 „
Bruchdehnung			
Meßlänge $5d$ . . .	33,8 %	32,4 %	33,4 %
„ $10d$ . . .	26,2 %	25,2 %	25,9 %
Querzusammenziehung	65,6 %	63,8 %	65,1 %
Arbeitswert	1,26 t/cm²	1,32 t/cm²	1,28 t/cm²
Elastizitätsmaß	2050 „	2080 „	2070 „

F-Stahl höher als bei St 48 (0,58). Die Proportionalitätsgrenze für Zug ergab sich beim F-Stahl um rd. 42 % höher als bei St 48; sie fällt beinahe mit der Fließgrenze zusammen. Das Verhältnis der Proportionalitätsgrenze zur Fließgrenze (0,97) ist wesentlich vorteilhafter als bei St 48 (0,77). Die spezifische Bruchdehnung des F-Stahls (25,9 %) ist um 14 %, die Querdehnung (65 %) um rd. 40 % höher als bei St 48. Die Dehnungszahlen für Zug und Druck unterscheiden sich nicht von denen für St 48. Gegen Umbiegen im Anlieferungszustande und nach der Härtung ist der phosphorarme F-Stahl (0,02 %) dem St 48 weit überlegen. Ebenso ist die Zugfestigkeit sowie das Schlag-Biegevermögen wesentlich höher als bei St 48. Die Härte des F-Stahls ist etwas höher als diejenige von St 48. Gegen Kaltverarbeitung verhält sich der neue Stahl besser als St 48. Dagegen nimmt das Dehnungsvermögen bei F-Stahl stark ab. Gegen Verschmiedung in Blauwärme (Verschmiedungsgrad 1/6) ist der F-Stahl ebenso empfindlich wie St 48, nur bewahrt er ein größeres Dehnungsvermögen. Gegen das Stanzen erwies sich der F-Stahl weniger empfindlich. Die Kerbzähigkeit für voll ausgebohrte Stäbe ist beim F-Stahle wesentlich größer; jedoch wird das Stanzen dann verhängnisvoll, wenn das Material nicht genügend entphosphort ist (0,06 %).

Die Schlußfolgerungen der Züricher Anstalt bestätigen, daß es sich bei dem F-Stahle (der auch Si-Stahl genannt wird), um ein hochwertiges Erzeugnis handelt, das in bezug auf Festigkeit dem Baustahle St 48 ebenbürtig ist, ihn aber an Zähigkeit übertrifft.

Die Züricher Anstalt glaubt, daß sich bei 50 % höheren zulässigen Beanspruchungen als bei St 37 eine nennenswerte Gewichts- und damit auch Kostenersparnis erzielen läßt, wobei man allerdings berücksichtigen muß, daß der F-Stahl, ähnlich wie St 48, etwas schwieriger zu bearbeiten

[1]) Eidgen. Materialprüfungsanstalt an der E. T. H. in Zürich, Diskussionsbericht Nr. 9 von Prof. Dr.-Ing. Roš: „Der neue F-Stahl", Ergebnisse der Festigkeitsuntersuchungen, Zürich, April 1926, mit Diskussionsbericht.

ist. Was die Verwendung des Freund-Stahls im Eisenbetonbau betrifft, so empfiehlt Zürich die Erhöhung der zulässigen Beanspruchung der Bewehrungseisen auf 1600 kg/cm², bei gleichzeitiger Verwendung bester bezw. hochwertiger Portlandzemente. Die sehr hohe Fließgrenze, die große Bruchdehnung, die bedeutende Querzusammenziehung und das hervorragende Biegungsvermögen des F-Stahls eröffnen diesem ein ausgedehntes Verwendungsgebiet im Maschinen- und Behälterbau, sowie im Eisenhoch-, Brücken- und Eisenbetonbau. Der Preis des neuen Silizium-Baustahls soll nur unwesentlich höher sein als derjenige von gewöhnlichem Stahl oder von Baustahl St 48. Kleinlogel.

Vermischtes.

Verfügung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung, betreffend den Grundanstrich neuer Eisenbauwerke. Vom 8. November 1926 (82 D 14767).[1])

Bei kleineren und mittleren Bauwerken, bei denen sich die Entrostung der Überbauten mit Sandstrahlgebläse auf der Baustelle nicht lohnt, ist der Grundanstrich in der Eisenbauanstalt auszuführen. Die hierzu erforderliche Bleimennige kann von der Eisenbauanstalt oder von der zuständigen Reichsbahndirektion beschafft werden.

Wird die Bleimennige von der Eisenbauanstalt beschafft, so hat diese vor Ausführung des Grundanstrichs eine streichfertige Probe der Farbe an die Chemische Versuchsabteilung des Eisenbahnwerks Brandenburg West in Kirchmöser zur Untersuchung einzusenden. Dabei ist Bezugsquelle, Verwendungszweck und Mischungsverhältnis der Farbe mitzuteilen. Das Untersuchungsergebnis ist von der Eisenbauanstalt dem Abnahmebeamten vorzulegen, der hiernach über Verwendung oder Ablehnung der Farbe entscheidet. Vor der Entscheidung des Abnahmebeamten darf mit dem Anstrich auf keinen Fall begonnen werden. Erstreckt sich die Ausführung des Anstrichs mit derselben Farblieferung auf einen längeren Zeitraum, werden z. B. mehrere kleinere oder mittlere Überbauten gestrichen, so hat der Abnahmebeamte nach Absatz 2 — Güteprüfung — der „Besonderen Bedingungen für die Lieferung von Farben für Eisenbauwerke“ weiter eine oder unter Umständen auch mehrere streichfertige Proben von der vorgenannten Chemischen Versuchsabteilung in Kirchmöser untersuchen zu lassen. Die Untersuchungsergebnisse sind vom Abnahmebeamten an das zuständige Dezernat der Reichsbahndirektion einzureichen, wo sie nach Auswertung für die Anstrichprüfungsnachweisung den Bauakten einzuverleiben sind. Die Kosten der Untersuchungen trägt die Eisenbauanstalt.

Bei größeren Bauwerken, bei denen sich die Entrostung der Eisenteile mit Sandstrahlgebläse auf der Baustelle lohnt, bleibt es den Reichsbahndirektionen überlassen, das oben geschilderte Verfahren anzuwenden oder die Eisenteile ungestrichen auf die Baustelle zu bringen und erst die fertiggestellten Überbauten mit Sandstrahlgebläse zu entrosten und sie dann weiter nach den „Vorschriften für die Lieferung von Farben und die Ausführung von Anstrichen für Eisenbauwerke (FAE)“ zu behandeln.

In den Eisenbauanstalten werden nur die bei der fertigen Konstruktion sich überdeckenden Teile mit Bleimennige gestrichen. Für diese Anstriche ist selbstverständlich das oben erörterte Verfahren maßgebend. Entrostung und Anstrich auf der Baustelle werden zweckmäßig zusammen vergeben. Um die Schwierigkeiten zu beseitigen, die aus der Akkordarbeit, aus der Arbeit bei Regen und feuchter Witterung, aus Verfälschung der Farbe, aus mangelhafter Entrostung usw. entstehen, empfiehlt es sich, einen Teil des Bauwerks, der möglichst vielseitig beansprucht sein soll und als solcher gemeinsam mit dem Unternehmer ausgewählt wird, unter genauer Aufsicht und mit der von der Reichsbahn für erforderlich gehaltenen Gründlichkeit vom Unternehmer entrosten und streichen zu lassen. Diese so behandelte Fläche wird unauffällig durch Umrandung kenntlich gemacht. Der Unternehmer muß sich verpflichten, das übrige Bauwerk so zu entrosten und zu streichen, daß es sich in seinem Anstrich acht Jahre ebenso hält, wie der unter Aufsicht und mit besonderer Vorsicht gestrichene und gekennzeichnete Teil. Unter diesem Gesichtspunkt auftretende Mängel hat der Unternehmer auf seine Kosten zu beseitigen.

Im übrigen sind selbstverständlich die Vorschriften der „FAE“ bindend. In den Verträgen müssen die vorstehenden Richtlinien eindeutig klargelegt werden.

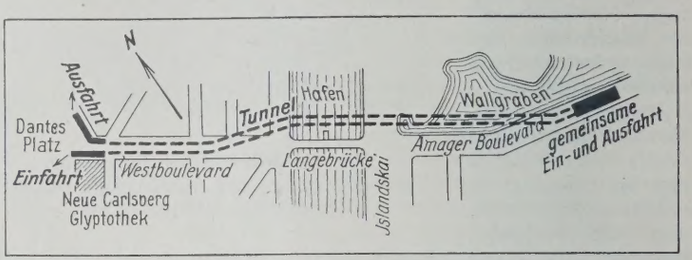
Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung.
Kraefft.

Technische Hochschule Braunschweig. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Ingenieur Ludwig Kuchel in Berlin in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Schweißtechnik.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.) Das am 24. Dezember ausgegebene Heft 24 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Georg Stein: Das Bauhaus in Dessau. — Dr.-Ing. Ewald: Deutsche Siedlungen im Luftbild. — Dr.-Ing. Vischer: Stil und moderne Architektur.

[1]) Im Anschluß an die Verfügung 82 D 12630 vom 11. Oktober 1926 und die am 23. Oktober 1926 mit den Dezernenten für Brücken und Ingenieurhochbau in Rheinhausen abgehaltene Besprechung.

Automobiltunnnel unter dem Hafen in Kopenhagen. Die im Zuge des Westboulevards über den Hafen führende Drehbrücke, die sogenannte „Lange Brücke“, genügt schon seit langer Zeit nicht mehr dem Verkehrsbedürfnis, weil sie einmal ungenügende Breite besitzt, zum anderen infolge der äußerst regen Hafenschiffahrt sehr oft — etwa 30 bis 40 mal in 24 Stunden — geöffnet werden muß, wodurch der Straßenverkehr in unerträglicher Weise gehindert wird. Da es sich ferner um eine von Personen- und Lastautos besonders stark benutzte Straße handelt, die den Kern der Stadt mit dem südlichen Hafengebiete und mit der dicht bebauten, fruchtbaren Insel Amager verbindet, so drängen die unhaltbaren Verhältnisse mit unwiderstehlicher Gewalt nach baulichen Maßnahmen, die durchgreifende Abhilfe verschaffen.



In der letzten Oktoberwoche d. J. hat nach Mitteilung in der Tagespresse die Hafenverwaltung Kopenhagens über einen von den Ingenieuren Steen-Kristensen und Wamberg-Andersen aufgestellten großzügigen Tunnelplan beraten, der nach einmütiger Ansicht aller Mitglieder vorzüglich geeignet sein würde, die bestehende Verkehrsschwierigkeit zu beseitigen. Der in der Abbildung gezeigte Entwurf hat seiner Anlage nach große Ähnlichkeit mit dem neuen „Holland-Tunnel“ in New York. Wie bei diesem wird beabsichtigt, den vorherrschenden Autoverkehr auf einen zweiröhrigen Tunnel zu verweisen. Das südliche Tunnelrohr soll den Verkehr von Kopenhagen nach dem Hafengebiete und nach Amager aufnehmen, während das nördliche Rohr für die entgegengesetzte Verkehrsrichtung bestimmt ist. Für die Tunnelrohre ist ein innerer Durchmesser von 7,5 m vorgesehen. Jede Fahrbahn wird 6,0 m breit und erhält beiderseitige Schutzwege von je 0,5 m Breite. Die Fahrbahnen liegen 16 m unter dem mittleren Wasserstande des Hafenbeckens. Die Ein- und Ausfahrten auf der Kopenhagener Seite sind zu beiden Seiten des Danteplatzes vor der bekannten „Neuen Carlsberg Glyptothek“ angeordnet, während beide Tunnelrohre auf der Insel Amager in eine gemeinsame Rampe einmünden, die in der Mitte des Boulevards liegen soll. Die Baukosten sind auf 11 Mill. Kronen veranschlagt. Im Hinblick auf die besonders große Dringlichkeit meint man, mit einer Bauzeit von zwei Jahren auskommen zu können.

Eine zweite Lösung, die der Hafenverwaltung gleichzeitig unterbreitet wurde, sieht vor, die Ausmündungen auf der Kopenhagener Seite etwa 400 m weiter nach Westen, nach dem Platz vor dem Rathause, zu verlegen. Da es sich in beiden Fällen um sehr schwere Eingriffe in besonders geschützte Gebiete der Stadt handelt, werden der Ausführung des Tunnelplanes noch große Widerstände erwachsen, die aber m. E. gebrochen werden, da eine zweite mögliche Lösung, nämlich eine Hochbrücke, das Städtebild ohne Zweifel noch erheblich ungünstiger beeinträchtigen würde. Nils Buer.

Die Großwasserkraftanlage am Shannon zur Elektrizitätsversorgung Irlands. Über die großzügige Wasserkraftanlage in Irland, deren Ausführung den Siemens-Schuckertwerken von der irischen Regierung übertragen wurde, hielt Oberingenieur Reichard am 2. Dezember 1926 im „Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband“ einen durch zahlreiche Lichtbilder erläuterten Vortrag. Der Vortragende führte etwa folgendes aus:

Seit Jahresfrist sind 2500 deutsche und irische Ingenieure und Arbeiter in Irland am Shannonfluß tätig, um, unterstützt durch eine große Anzahl von Baggern und anderen Baumaschinen, an diesem größten und wasserreichsten Flusse Irlands eine Großwasserkraftanlage zu errichten und die bisher nutzlos zu Tal fließende Energie für die Elektrizitätsversorgung des Landes nutzbar zu machen. Die umfangreichen Bauten sind von der Regierung des irischen Freistaates, der sich erst vor kurzem die politische Unabhängigkeit erkämpft hat, mit großer Tatkraft in Angriff genommen, um durch Ausbau der heimischen „weißen Kohle“ die daniederliegende Volkswirtschaft zu fördern und Arbeitsgelegenheit für die auch dort zahlreichen Arbeitslosen zu schaffen. Gleichzeitig wird ein einheitliches Hochspannungs-Verteilungsnetz, wie wir es in den letzten Jahren in Bayern und Ostpreußen haben erstehen sehen, über den ganzen irischen Freistaat gezogen, das die erheblichen Energiemengen des Shannon den Verbrauchern zuführt.

Der Shannon, dessen mittlere Wasserführung etwa der der Oder bei Crossen oder der der Weser bei Bremen entspricht, durchfließt in seinem Mittellaufe mehrere große Seen, deren Gesamtoberfläche etwa der Hälfte des Bodensees gleicht. Im Unterlaufe fällt der Fluß in einer Reihe von Stromschnellen in kurzer gefällreicher Strecke zum Atlantischen Ozean ab, so daß hier die Ausnutzung der bedeutenden Wasserkraft in einer Einzelstufe von im Mittel rd. 30 m Gefälle außerordentlich günstig ist. Die großen Seen eignen sich vorzüglich dazu, den Wasserüberfluß des Shannon zu Hochwasserzeiten aufzuspeichern und dann als Zuschuß in Trockenzeiten wieder abzugeben. Sie werden zu diesem Zwecke an den Stellen, wo sie der Shannon verläßt, durch Stauwehre abgeschlossen und können dann infolge ihrer großen Oberfläche mit Spiegelschwankungen von wenigen Metern bis zu 827 Mill. m³ aufspeichern. Vergleichsweise sei erwähnt, daß unsere größte deutsche Talsperre, die Edertalsperre, ein Fassungsvermögen von 200 Mill. m³, also etwa den vierten Teil hat. Die Seenufer werden da, wo das Gelände nicht schon in der Natur steil ansteigt, durch niedrige Schutzdeiche geschützt, und das dahinterliegende Land wird durch Pumpwerke entwässert. Insgesamt werden 218 km solcher Deiche und 48 Pumpwerke erforderlich, durch die die flachliegenden Teile der Seenufer, die jetzt alljährlich durch Hochwasser weithin unter Wasser gesetzt werden, in Zukunft vor Überflutung geschützt sind. Durch diese Maßnahme werden gleichzeitig rd. 20 000 Morgen Land, die jetzt nur wenig oder gar nicht bebaut werden können, zur intensiven landwirtschaftlichen Ausnutzung gewonnen.

a Limerick. *b* Unterkanal. *c* Krafthaus. *d* Oberkanal. *e* Shannon-Fluß. *f* Wehr. *g* Einlaufbauwerk. *h* Parteen-Villa. *i* Killaloe. *k* Derg-See.

Abb. 1.

8 km unterhalb der Stelle, an der der Shannon den letzten der großen Seen, den Lough Derg, verläßt, wird auf einer sich quer durch das Flußtal ziehenden mächtigen Felsbank aus hartem Sandstein das Hauptwehr errichtet, das den Fluß um rd. 10 m aufstaut (Abb. 1). Das Wehr wird, wie unsere großen neuen deutschen Wehre an der Mittleren Isar, am Inn und am Donau-Kachlet, als Schützenwehr gebaut und durch vier eiserne Schütztafeln von je 18 m Breite und 2,70 m Höhe und zwei Doppelschütze von je 10 m Breite und 10,90 m Höhe verschlossen.

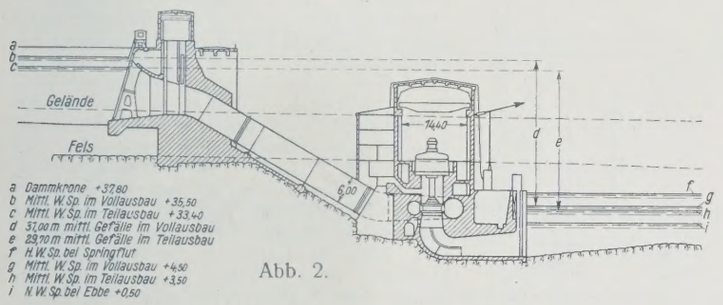


Abb. 2.

Der 12 km lange Wehrkanal, durch den das Wasser des Shannon dem Krafthause zugeführt wird, erhält bei 90 m größter Spiegelbreite eine größte Wassertiefe von rd. 11 m und kann an seinem Einlauf durch drei große eiserne Schütze von je 25 m Breite und ein Schiffsdurchlaßschütz von 10 m Breite verschlossen werden. Der Kanal wird bis zu 600 m³/Sek. abführen können, d. i. etwa die Mittelwassermenge der Elbe unterhalb Magdeburg.

Am Ende dieses Wehrkanales wird das Krafthaus errichtet, dessen Turbinen das Wasser durch sechs große eiserne Rohrleitungen von je 6 m Durchm. zuströmt (Abb. 2). Die Turbinen werden als Francis-Spiralturbinen mit stehender Welle gebaut und können bei dem zeitweise auftretenden größten Gefälle von rd. 34 m je 38 500 PS erzeugen, zusammen also rd. 230 000 PS. Sie werden unmittelbar gekuppelt mit Drehstrom-Generatoren von je 30 000 kVA Leistung und 10 500 V Spannung. Durch Transformatoren und Schaltanlagen wird der Strom dann für die Fortleitung und Verteilung auf 110 000 und 38 500 V herauftransformiert. Der Laufrad-Durchmesser der Turbine, die zu den größten überhaupt bisher gebauten gehören, wird 4,5 m betragen.

Die Schiffahrt, die jetzt auf einem kleinen, veralteten Seitenkanal, der die Stromschnellen des Shannon umgeht, betrieben wird, soll später auf den neuen Kraftwasserkanal übergeleitet werden. Um den Schiffen dann den Aufstieg vom Unterwasser zum Oberwasser zu ermöglichen, wird neben dem Krafthause eine Schleusenanlage mit zwei hintereinanderliegenden Schachtschleusen von je 17 m größter Hubhöhe erbaut. Die Schleusenkammern erhalten 6 m Breite und 38 m Länge und können Schiffe bis zu 150 t Tragfähigkeit aufnehmen. Das Kraftwasser wird, nachdem es die Turbinen verlassen hat, durch einen 1800 m langen Unterkanal dem alten Shannonlauf oberhalb der Stadt Limerick wieder zugeführt. Der Shannon tritt hier in das Ebbe- und Flutgebiet ein und ergießt sich in einem langgestreckten Meerbusen in den Atlantischen Ozean.

Die Baukosten werden für den ersten Ausbau, in dem zunächst nur drei Turbinen von zusammen rd. 115 000 PS aufgestellt werden, mit Freileitungsnetz und Schaltstation, rd. 100 Mill. Shill. betragen, von denen etwa die Hälfte auf die Hoch- und Tiefbauten entfallen. Die erzielbare Jahresarbeit schwankt bei der Wasserführung des Shannon zwischen 290 Mill. kWh und 670 Mill. kWh und beträgt in einem Jahre mit mittlerer Wasserführung 462 Mill. kWh. Mit Hilfe der großen Speicherbecken der Seen wird die Stromerzeugung den Schwankungen des Bedarfs gut angepaßt werden können, so daß die Wasserkraftanlage am Shannon für eine Reihe von Jahren für die Überlandversorgung Irlands ausreichen wird. Die Bauzeit der ganzen Anlage ist für den ersten Ausbau auf $3^1/_2$ Jahre festgesetzt. Die Arbeiten sind von den Siemens-Schuckertwerken und der Siemens-Bauunion bereits so weit gefördert, daß das Werk Anfang des Jahres 1929 wird in Betrieb genommen werden können.

Der doppeltwirkende Stoßhammer Bauart Mc. Kiernan-Terry. Die starke Zunahme der Verwendung eiserner Spundwände hat eine nicht minder starke Vermehrung der Ramm- und Fallhammersysteme mit sich gebracht, von denen an Hand der beigegebenen Abbildungen und nach einem Bericht von Sapin in „La Technique des Travaux“ 1926, Heft 8, nachstehend der doppeltwirkende Stoßhammer Bauart Mc. Kiernan-Terry beschrieben sei:

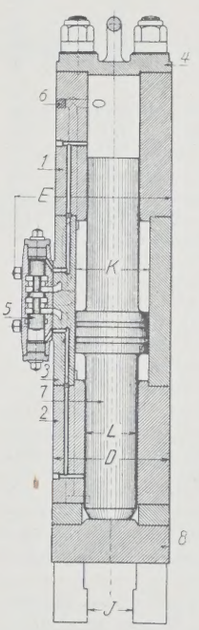


Abb. 1.

Er gestattet die Verwendung mit oder ohne Gerüst und ist besonders dort am Platze, wo es sich um Rammarbeiten an schwer zugänglichen Stellen oder bei schnellem Platzwechsel handelt. Es genügt hierbei, sobald der Hammer auf den Kopf des Pfahles gesetzt ist, diesen oberflächlich zu unterstützen, bis er durch die ersten Schläge genügend weit eingetrieben ist; vergl. Abb. 2, die das Rammen einer Eisenspundwand darstellt, wobei das Antriebmittel in langer Schlauchleitung zugeführt wird. Ebenso wie für senkrechte Rammung kann man den Mc. Kiernan-Terry-Hammer auch für schräge Pfähle oder Bohlen verwenden und ihn schließlich nicht nur für Rammungen überhaupt, sondern ebenso auch zum Ziehen von Pfählen, Spundbohlen und dergl. benutzen.

Der Hammer (Abb. 1) besteht aus einem massiven Gußzylinder, in dem sich ein Kolben auf und ab bewegt, der außer durch sein Eigengewicht besonders durch den auf seine Oberfläche wirkenden starken Dampf- oder Preßluftdruck nach unten getrieben wird. Hierdurch — eben durch die Verwendung von Preßluft oder Dampf zur Verstärkung der einfachen Schwerkraftwirkung — unterscheidet sich die Bauart Mc. Kiernan-Terry von der bisher üblichen: Außen am Zylinder befindet sich zur Steuerung des Antriebmittels ein Kolbenschieber. Der Kolben wirkt auf die Spundbohlen mittelbar und über ein Guß-

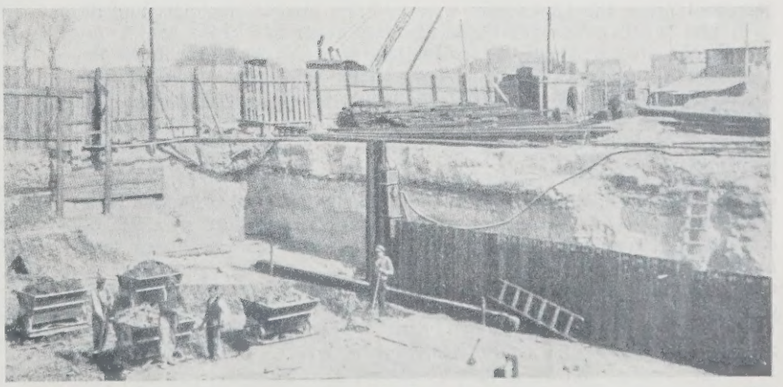


Abb. 2.

stück, das sich an der Unterseite des Zylinders befindet, aber unabhängig von diesem ausgebildet ist, so daß die Kolbenwirkung nicht beeinträchtigt wird.

Das Gesamtgewicht des Hammers ist im Vergleich zu dem Eigengewicht des Kolbens hoch, und zwar aus folgendem Grunde:

Steht der Kolben beim Herunterfallen unter dem etwa 5 bis 6 kg/cm² betragenden Dampfdrucke, dann beträgt der wirksame Überdruck auf Kolben und Zylinderdeckel ungefähr 4,25 kg/cm² oder, da diese nach der folgenden Tafel 360 cm² mißt, 1520 kg. Der von unten nach oben wirkende Dampfdruck auf den Zylinderdeckel strebt, den ganzen Körper des Hammers hochzuheben, macht also die Gegenwirkung eines schweren Eigengewichtes notwendig, das (vergl. Tafel) etwa 1900 kg beträgt. Dieselbe von unten nach oben gerichtete Wirkung wird auf den Zylinder auch gegen Ende des Kolbenaufganges und vor dem Nachlassen des Dampfdruckes ausgeübt. Die üblichen Abmessungen und Zahlen dieses für Schlagen und Ziehen gleich verwendbaren Hammers sind folgende:

Bezeichnung	Rammen	Ziehen
Gesamtgewicht des Stoßhammers, netto .	2350 kg	2300 kg
Kolbengewicht	364 „	364 „
Gewicht des gußeisernen Zwischenstücks	100 „	100 „
Gewicht des Zylinders	1900 „	2800 „
Gewicht der Zubehörteile	—	900 „
Zur Vermeidung des Abhebens des Zylinders erforderlicher Druck je cm² .	5,27 kg	5,40 „
Vom Dampfdruck getroffene Kolbenfläche	360 cm²	360 cm²
Kolbenhub	0,242 m	0,242 m
Die durch Dampf geleistete Arbeit . . .	1900 · 0,242 = 458 kgm	458 kgm
Die durch Eigengewicht geleistete Arbeit	89 „	60 „
Lebendige Kraft des Kolbens	545 „	398 „
Erforderliche Hubhöhe zur Erzielung der obigen lebendigen Kraft	1,55 m	1,06 m
Kolbengeschwindigkeit	5,45 m/Sek.	4,65 m/Sek.
Schläge je Minute	225	210
Leistung je Minute	122 625 kgm	—
Dampfverbrauch je Stunde	475 l	—

Bei Verwendung von Preßluft beträgt der Verbrauch daran 9900 Liter je Minute. Ki.

Geschweißte Eisenbauten. Als Ergänzung zu der Mitteilung in der „Bautechnik" 1926, Heft 19, S. 283, entnehmen wir der V. D. I.-Zeitschr. v. 27. Oktober 1926, daß die Westinghouse Electric Manufacturing Co. in Pittsburgh beabsichtigt, zwei Fabrikgebäude in Eisenkonstruktion zu errichten, die ohne jede Nietung nur mittels Lichtbogenschweißung hergestellt werden sollen. Als Vorarbeit wurden im Carnegie-Institut für Technologie Versuche mit geschweißten Bauteilen ausgeführt, die ebenso wie die an früherer Stelle erwähnten Versuche eine höhere Festigkeit ergaben als bei gleichartigen genieteten Teilen; die Festigkeit der Schweißverbindungen erwies sich sogar größer als die der anstoßenden Träger. Durch die Schweißung wird die Arbeit kaum verbilligt, obwohl das Anzeichnen der Einzelteile zum Lochen und Nieten und das Nieten selbst fortfallen. Dagegen wird die Fertigung völlig umgestellt. Während für genietete Konstruktionen die Einzelteile fertig vorgearbeitet an die Baustelle geliefert und dort zusammengebaut werden, müssen für die Schweißverbindung die Teile auf dem Boden ausgelegt und dort verschweißt werden. Dies bedingt große praktische Erfahrungen der Arbeiter und verschärfte Bauüberwachung. Dafür wird aber durch den Fortfall der Niete, Laschen, Winkel usw. erheblich an Baustoff gespart; es kommt hinzu, daß die Querschnitte der Träger, da sie nicht durch Nietlöcher geschwächt werden, geringer gehalten werden können. Für ein fünfstöckiges Gebäude berechnete man bei einem gesamten Eisenverbrauche von 700 t diese Ersparnis auf rd. 100 t.

Zur Frage der geschweißten Eisenbauten wird uns von anderer geschätzter Seite mitgeteilt, daß eine amerikanische Brückenbau-Unternehmung vor kurzem einen 4,58 m langen Blechträger von 61 cm Höhe mit einem Stehblech von 13 mm Stärke und 30,5 cm breiten Gurtungen, auf die ein Gurtblech von 24 cm Breite aufgelegt war, durch Schweißen hergestellt hat. Die Gurtwinkel waren 44 mm und 48 mm dick, und die oben und unten aufgelegte Gurtplatte war ungefähr ebenso stark. Auf das Stehblech waren auf beiden Seiten neun Versteifungswinkel aufgeschweißt. Der Zweck, zu dem dieser Träger hergestellt wurde, war der, Unterlagen für den Entwurf geschweißter Träger in bezug auf ihre zulässige Beanspruchung zu gewinnen. Er wurde deshalb in der staatlichen Versuchsanstalt einer Probebelastung unterworfen, wobei man namentlich Wert darauf legte, festzustellen, ob sich die geschweißten Nähte ebenso gut halten würden wie die Verbindungen durch Nietreihen. Die Prüfmaschine war eine solche der bekannten Bauart Olsen mit einer Druckwirkung von 10 Mill. Pfund (4500 t); der Träger wurde in die Maschine so eingelegt, daß seine freitragende Länge 4,1 m betrug. Es zeigte sich, daß diese Maschine nicht ausreichte, um den Träger zu zerstören, namentlich um den Zusammenhang in den Schweißnähten aufzuheben. Erst nachdem das Stehblech ausgeknickt war und der Träger sich um mehrere Zoll (1 Zoll = 25,4 mm) durchgebogen hatte, begannen die Schweißnähte zwischen Stehblech und oberen Gurtwinkeln an den Enden aufzureißen.

Man erwartet von derartigen Versuchen die Möglichkeit, geschweißte Träger an Stelle von genieteten zu verwenden, ohne sich dabei der Gefahr eines Versagens auszusetzen, und man hält die dadurch gebotene Gelegenheit zur Verwendung derartiger Träger für um so aussichtreicher, als geschweißte Träger, wie bereits oben angegeben, billiger herzustellen sind als genietete.

50 Jahre Hessische Landesbauschule Darmstadt. Die Anstalt feiert in den Tagen vom 21. bis 23. Januar d. Js. das Fest ihres fünfzigjährigen Bestehens und ladet dazu alle ehemaligen Schüler ein. Anmeldungen sind zu richten an Bauunternehmer und Zimmermeister Heinrich Hartmann, Darmstadt, Riedlinger Straße 29.

Einführung der neuen „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke".

Berlin, den 12. Dezember 1926.
82 D 16 600.

An die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, Gruppenverwaltung Bayern, die Reichsbahndirektionen und das Eisenbahn-Zentralamt in Berlin — je besonders.

Die hier festgesetzten „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke" [1]) werden der Gruppenverwaltung Bayern und den Reichsbahndirektionen demnächst unter Zugrundelegung des angemeldeten Bedarfs vom Eisenbahn-Zentralamt übersandt werden. Sie treten mit ihrem Eingang in Kraft.

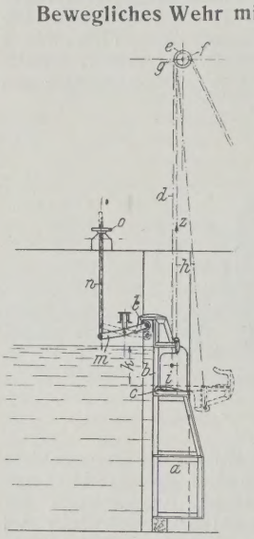
Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung.
Der Generaldirektor Dorpmüller.

[1]) Erschienen im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Die Schriftleitung

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Bewegliches Wehr mit Eisklappe (Kl. 84a, Nr. 426119 vom 6. 7. 1922 von Berliner Akt.-Ges. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation in Charlottenburg). Um das Wehr zu bewegen, werden die Zugmittel für die Eisklappe und das Zugmittel zum Anheben der Wehrtafel in gleichem Anlaufsinne zu Kettennüssen *e* und *g* auf einer gemeinsamen zur Klappenachse gleichlaufenden Hubwelle *f* geführt, mit der die beiden Kettennüsse fest verbunden sind. An dem durch Ketten *d* auf und nieder beweglichen Wehrkörper *a* ist in einem Gelenk *c* die Eisklappe *b* gelagert. Auf der Welle *f* sitzen die Kettennüsse *g*, die auch die an der Klappe angreifenden Ketten *h* aufwinden. Beim Anheben des Schützes *a* durch die Ketten *d* bewegen sich auch die Ketten *h* der Eisklappe in gleichem Sinne; ebenso folgen beim Absenken des Wehrkörpers durch Nachlassen der Ketten *d* auch die Ketten *h* dieser Bewegung. Zum Feststellen der Eisklappe dienen Feststellhörner *l*, in die Sperrgestänge *m*, *n*, *o* eingreifen, die beim Niederlassen der Eisklappe gelöst werden.



Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt sind: der Oberregierungs- und -baurat (W.) Raddatz von Düsseldorf an die Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen in Potsdam; die Regierungsbauräte (W.) Edner von Wesel nach Aachen als Vorstand des dort neu errichteten Vorarbeitenamts für einen Aachen-Rhein-Kanal und Ehrenberg von Neuhaldensleben an die Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin; der Regierungsbaumeister (W.) Timme von Magdeburg nach Vorsfelde (im Bezirk des Kanalbauamts in Oebisfelde).

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Karl Lerche (Wasser- und Straßenbaufach); Werner Vierkant (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

Gestorben: der Regierungs- und Baurat i. R. Geheimer Baurat Karl Rizor in Hannover, früher Vorstand des Eisenbahn-Werkstättenamts in Arnsberg.

Württemberg. Die ordentliche Professur für Hebezeuge, Transportanlagen und Baumaschinen an der Technischen Hochschule Stuttgart ist dem ordentlichen Professor Dr.-Ing. Richard Woernle an der Technischen Hochschule Danzig übertragen worden.

INHALT: Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau im Jahre 1926. — Die Kohlen-Förder- und -Lageranlagen der Farbwerke vorm. Meister, Lucius & Brüning in Höchst a. M. — Die Wasserkräfte der europäischen Länder. — Vom Stollen Neckarkraftwerk Aistaig. — Neue Versuche mit F-Stahl. — Vermischtes: Verfügung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung, betreffend den Grundanstrich neuer Eisenbauwerke. — Technische Hochschule Braunschweig. — Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VIII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Automobiltunnel unter dem Hafen in Kopenhagen. — Großwasserkraftanlage am Shannon zur Elektrizitätsversorgung Irlands. — Doppeltwirkender Stoßhammer Bauart Mc. Kiernan-Terry. — Geschweißte Eisenbauten. — 50 Jahre Hessische Landesbauschule Darmstadt. — Einführung der neuen „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke". — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang | BERLIN, 7. Januar 1927 | Heft 2

Die „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke (BH)“ der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft.[1])

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. **K. Schaechterle**, Stuttgart.

I.

Zu den auf Jahrhunderte alter Erfahrung und handwerklicher Überlieferung fußenden Zimmermannsbauten sind in jüngster Zeit die Ingenieurholzkonstruktionen hinzugekommen. Nach einem etwas wilden Sichvordrängen in den Kriegs- und Nachkriegsjahren vollzieht sich heute die Entwicklung in ruhigeren Bahnen. Die Einführungsschwierigkeiten und Kinderkrankheiten dürfen als überwunden angesehen werden. In der wissenschaftlichen Erforschung der Bauhölzer und der Verbindungen sind wertvolle Ergebnisse erzielt worden. Aber nicht alle Errungenschaften der letzten Jahre können als Fortschritte gewertet werden. Noch ist es nicht gelungen, den Holzbau auf in jeder Hinsicht einwandfreie wissenschaftliche Grundlage zu stellen und den Grad technischer Vollkommenheit und Zuverlässigkeit zu erreichen, der den Eisenbau vor allen anderen Bauweisen auszeichnet.

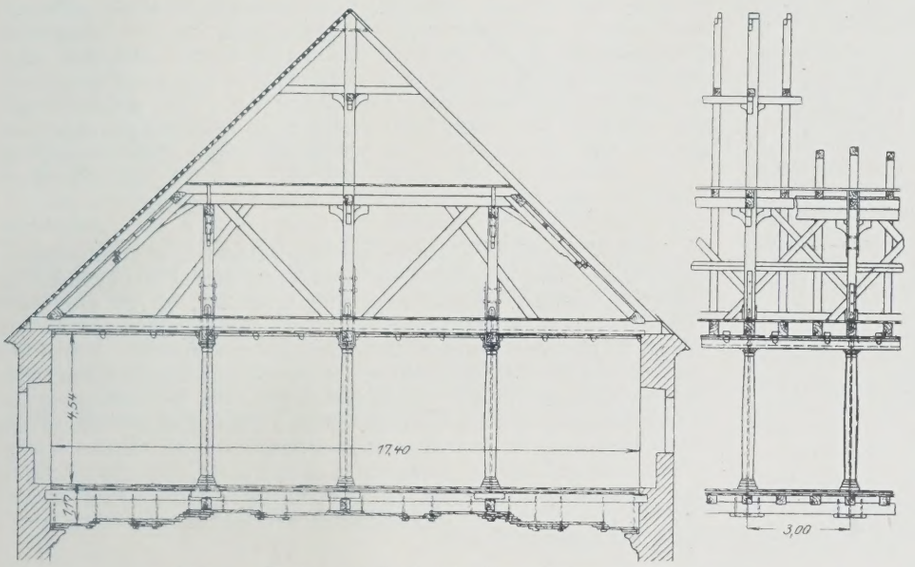


Abb. 1. Decke und Dachstuhl über dem „Goldenen Saal“ des Augsburger Rathauses.

In der Baupraxis hat sich das Fehlen behördlicher Bestimmungen für die Ausführung von Holztragwerken mehr und mehr fühlbar gemacht. Wie im Eisen-, Beton- und Eisenbetonbau so sind auch im Holzbau bei der weitgetriebenen Ausnutzung der Holzfestigkeit Bestimmungen notwendig, in denen die wissenschaftlichen Erkenntnisse verarbeitet, die praktischen Bauerfahrungen gesammelt und gesichtet sind und die als allgemein anerkannte Regeln der Baukunst im Sinne der Gesetzgebung angesprochen werden dürfen. Zeiten wirtschaftlicher Depression fördern einerseits das Streben nach erhöhter Wirtschaftlichkeit, haben aber anderseits unvermeidliche Auswüchse im Wettbewerbwesen zur Folge. Behördliche Vorschriften wirken der zu weitgehenden Ausnutzung eines Baustoffs entgegen und ermöglichen, daß der Wettbewerb der verschiedenen Bauweisen auf einheitlicher Grundlage geführt wird. Erhalten solche Vorschriften eine glückliche, den besonderen Verhältnissen und Aufgaben angepaßte Fassung, so werden sie gleichzeitig zur Hebung der Güte der Bauausführungen, zur Ausschaltung nicht sachgemäßer Konstruktionen und zur Weiterentwicklung in gesunden Bahnen beitragen.

Man könnte einwenden, daß die Bewährungszeit der neuzeitlichen Holzbauweise noch zu kurz ist, um Bestimmungen von so einschneidender Tragweite herauszugeben. Dazu ist zu sagen, daß es im Holzbau schon die alten Zimmermeister zu hoher Meisterschaft gebracht haben. Es braucht nur auf die Holzbrücken und die Dachbauten für Kirchen und öffentliche Gebäude hingewiesen zu werden. Der Schweizer Baumeister Grubenmann erreichte mit einer Sprengwerkkonstruktion für die Brücke über die Limmat bei Wettingen (1787) eine freitragende Spannweite von 119 m, die inzwischen nur im Eisen- und Eisenbetonbau übertroffen worden ist. Augsburgs berühmter Baumeister Elias Holl überspannte den „Goldenen Saal“ des Augsburger Rathauses (1618/19) mit einer schweren, an den Dachstuhl aufgehängten Decke ohne jede Säulenstellung auf 17,40 m Breite und 32 m Länge und hat damit eine ausgezeichnete Probe gefühlsmäßiger Beherrschung statischer Gesetze gegeben. Ein bezeichnendes Denkmal mittelalterlicher Holzbaukunst ist anläßlich der Wiederherstellungsarbeiten am alten Rathaus in Eßlingen wiederentdeckt worden. Es besitzt eine rahmenartige Gebälkkonstruktion mit Bindern, Unterzügen und Dekkenbalken, Längs- und Querverspannungen, die ganz neuzeitlich anmutet und in der räumlichen Durchbildung den Konstruktionsgrundsätzen des Eisenbetonbaues ziemlich nahekommt. Besonders bemerkenswert ist dabei die Ausführung der Verbindungen ohne alle Eisenteile. Unter den älteren Hallenbauten ist noch die im Jahre 1848 erbaute Halle des Münchener Hauptbahnhofs hervorzuheben, die mit Bohlenbindern von 27,75 m l. Weite überspannt ist und heute noch als Schalterhalle dient. Wo das Holz vor Feuchtigkeit und Witterungseinflüssen geschützt war, haben sich die Zimmermannsbauten gut gehalten und allen Anforderungen entsprochen.

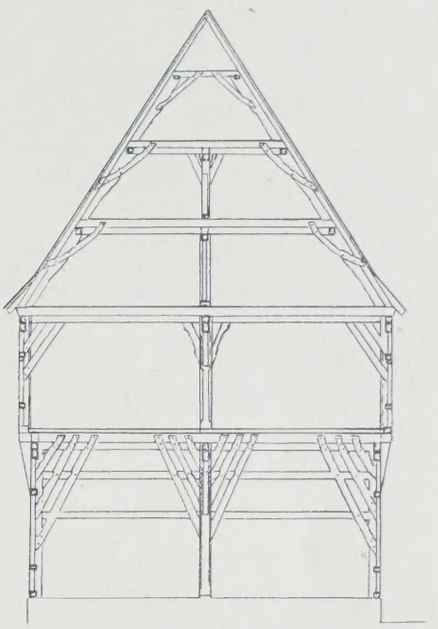


Abb. 2. Altes Rathaus in Eßlingen. (Erbaut um 1430.) Allemannisches „Pfosten“- oder „Stock“-werk im Gegensatze zum fränkischen „Fach“-werk.

Worin liegen die Fortschritte der Ingenieurholzbauten? Man kann solche sehen:

1. in der Erfindung neuartiger Verbindungsmittel,
2. in der Herstellung einer brauchbaren Zugverbindung,
3. in der einwandfreien Ausbildung der Stöße, Stabanschlüsse und der Knotenpunkte von Fachwerken mit zentrisch zusammengeführten Stäben,
4. in der Anwendung von statisch klaren Trägerarten und -systemen nach den Vorbildern des Eisenbaues, in denen das Kräftespiel rechnerisch mit hinreichender Genauigkeit verfolgt werden kann,
5. in der Wahl von Querschnittsformen und Abmessungen derart, daß mit dem geringsten Holzaufwande möglichst hohe Tragfähigkeit erzielt wird.

An Stelle der handwerklichen Verarbeitung des Holzes ist die werkstattmäßige Herstellung der Holztragwerke mit maschinellen Hilfsmitteln getreten. Der Arbeitsvorgang ist beschleunigt, die Güte der Arbeit gehoben, und die Gestehungskosten sind verbilligt worden.

Beachtet man die Bauausführungen der letzten Jahre, so kann man sich allerdings des Eindrucks nicht verschließen, daß durch die einseitige

[1]) Amtliche Ausgabe. Eingeführt durch Verfügung der Hauptverwaltung vom 12. Dezember 1926 82D 16 600. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 1,20 R.-M.

Behandlung der Aufgaben des Holzbaues nach statischen Gesichtspunkten manche Vorzüge der alten Zimmermannskunst verlorengegangen sind. Man hat vorwiegend äußerlich und innerlich statisch bestimmte Trägerarten verwendet. Hierfür ist das Holz wegen der Schwierigkeit der zugsicheren Verbindung und der unberechenbaren Einflüsse des Schwindens, Reißens und Verziehens an und für sich wenig geeignet. Die alten Zimmermeister verwendeten mit Vorliebe durchlaufende Träger und vielfach statisch unbestimmte, steife Systeme. Die Scheu vor der statischen Unbestimmtheit, die man heute noch im Holzbau vielfach antrifft, muß überwunden werden. An erster Stelle steht die der Eigenart des Baustoffs entsprechende Konstruktion, an zweiter Stelle die statische Berechnung, Bemessung und die Nachprüfung auf Festigkeit und Standsicherheit. Es darf nicht sein, daß wegen angeblicher Berechnungsschwierigkeiten bewährte Konstruktionen ausgeschieden werden.

Welche Erfahrungen sind mit Bauwerken in der Ingenieurholzbauweise gemacht worden?

In der Einführungszeit sind neben guten Ausführungen und erfolgreichen Versuchen der Berechnung und Durchbildung auf wissenschaftlicher Grundlage auch wenig befriedigende Arbeiten, Mißerfolge und Mißgriffe festzustellen. Es kann nicht schaden, wenn anläßlich der Besprechung der neuen Vorschriften einmal zusammenfassend auf schlechte Erfahrungen und auf häufig beobachtete Mängel der Ingenieurholzbauten hingewiesen wird, um so mehr als die Fachzeitschriften hierüber selten berichten.

Einige größere Bauunfälle haben in der Öffentlichkeit Aufsehen erregt und Zweifel an der Sicherheit der neuen Bauweise aufkommen lassen. Kurz nacheinander sind die Stadthallen in Ludwigshafen und Stuttgart während der Aufstellung eingestürzt. Es scheint, daß man die ungünstigen Einwirkungen des Winddrucks in den verschiedenen Baustadien bei den großen und sich summierenden Windangriffsflächen der frei hintereinander gestellten Binder und dem Fehlen der versteifenden Dachaufbauten und Wandeinbauten nicht hinreichend berücksichtigt, die Verankerung der Binder durch Seile und Streben und die gegenseitige Aussteifung durch räumliche Verbände ungenügend bemessen hat. Häufiger sind die Fälle, wo starke Versackung von freitragenden Trägern eintraten und schädliche Auswirkungen noch rechtzeitig durch Hilfsmaßnahmen hintangehalten worden sind. So sind einige Beispiele von freitragenden Dachbauten bekannt geworden, wo schon kurze Zeit nach der Fertigstellung Hilfszwischenstützen eingebaut werden mußten. Die Ursachen dieser Erscheinungen sind z. T. in mangelhafter Arbeit, z. T. aber auch in offenkundigen Mängeln einzelner Sonderbauweisen gefunden worden.

Zum Anschluß der Füllstäbe an die Gurtungen von Parabelfachwerkträgern sind bei einer RBD 35 mm dicke Sperrholzplatten verwendet worden, die aus 1 bis 2 mm dicken buchenen Furnieren kreuzweise zusammengeleimt waren. Diese Platten haben sich nicht bewährt, sie sind z. T. wellig geworden und aufgeblättert. Zur Entlastung der Füllstäbe mußten die Obergurte verstärkt werden, so daß sie als Bogenträger wirken und die Füllstäbe nur kleine Kräfte erhalten.

Bei Verbindungen von Obergurt in Untergurt über den Auflagern mit Versatzung sind Längsrisse nach Abb. 3 aufgetreten. Der Untergurt wurde durch den Versatz und Riß stark verschwächt, der übriggebliebene Nutzquerschnitt außerdem durch unsachgemäße Lagerung außermittig beansprucht. Die schadhaften Auflagerknotenpunkte mußten mit Bandeisen verstärkt werden.

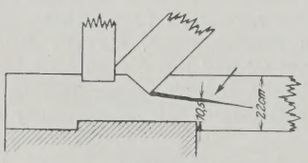


Abb. 3.

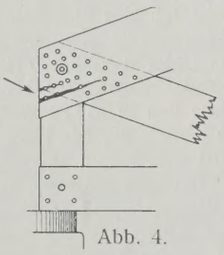


Abb. 4.

Am Endknotenpunkte eines Dreieckfachwerkbinders mit Stahlstiftverbindung ist bei der Belastungsprobe der aus Abb. 4 zu ersehende Riß eingetreten, der auf Biegungsbeanspruchungen infolge des außermittigen Anschlusses der hochbeanspruchten Endstrebe zurückzuführen war.

Betriebsgefährliche Schäden sind häufig an Zugstößen durch Längsrisse aufgetreten. Abb. 5 zeigt eine Zugstoßanordnung, die bei dem Dachstuhl des Lokomotivschuppens in Frankfurt a. M. zum Einsturz im Betriebe geführt hat. Die Dübel hatten geringe Eingriffstiefe, die durch Schwinden des Holzes und Lockerung der Verbindungsschrauben noch vermindert wurde. Die Kraftübertragung war schließlich nur noch durch die in der Stabachse hintereinandergesetzten Schrauben gewährleistet. Schwindrisse haben dann das Aufspalten der Holzlaschen durch die Schrauben begünstigt.

Eichenholzdübel bedingen eine starke Verschwächung der Hölzer und hohe Beanspruchungen in den verschwächten Querschnitten durch die außermittige Kraftübertragung. Bei ungenauer Arbeit tritt eine ungleichmäßige Kraftverteilung auf die hintereinander sitzenden Dübel ein. Örtliche Überbeanspruchung führt leicht zum Abschieben der zwischen den Dübeln gelegenen Holzteile (Abb. 6). Durch Schwinden und Lockern der Verbindungsschrauben tritt ein Kanten der Dübel ein, eine Erscheinung, die an vielen Betriebsbauwerken festgestellt werden kann.

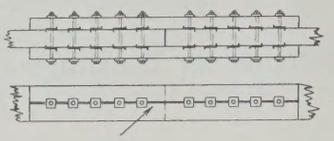


Abb. 5.

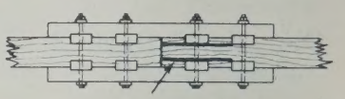


Abb. 6.

Bei Tellerdübeln und starren Ringdübeln mit großen Durchmessern sind Spaltrisse nach Abb. 7 aufgetreten. Die Risse verlaufen in der Mitte des Stabes, vom Dübel ausgehend bis zum Ende. Sie sind zum Teil auf die beim Schwinden des Holzes auftretenden Kraftwirkungen quer zur Faser, zum Teil darauf zurückzuführen, daß der belastete Ring nach außen gerichtete Kräfte ausübt.

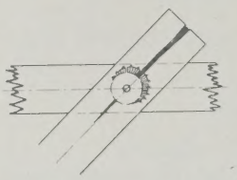


Abb. 7.

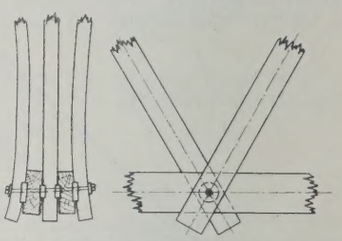


Abb. 8.

Neben klaffenden Rissen in der Längsrichtung sind bei Anschlüssen mehrteiliger Stäbe mit Ringdübeln starke Verbiegungen und Verdrehungen beobachtet worden. Abb. 8 zeigt eine Anordnung, bei der die inneren Gurtseiten durch die Druckstreben nach unten gedrückt, die äußeren Gurtseiten durch die Zugstreben nach oben gezogen werden. Man ersieht hieraus, daß durch die außermittige Kraftübertragung bei den dicken Querschnitten, die im Holzbau üblich sind, schon unter den Gebrauchslasten recht bedeutende Zusatzspannungen auftreten. Der Einfluß der außermittigen Kraftübertragung ist inzwischen durch Versuche an der Materialprüfungsanstalt Stuttgart geklärt worden (s. Schaechterle, Ingenieurholzbauten bei der RBD Stuttgart, S. 110 u. f. Berlin 1925, Wilhelm Ernst & Sohn. Die Verformungen treten augenscheinlich bei den Versuchsbildern (Abb. 9, 10 u. 11) hervor.

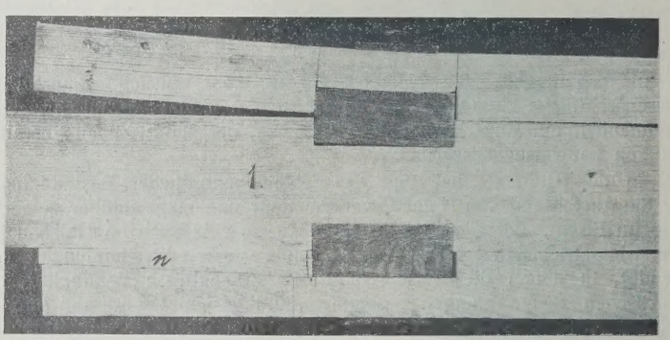


Abb. 10.

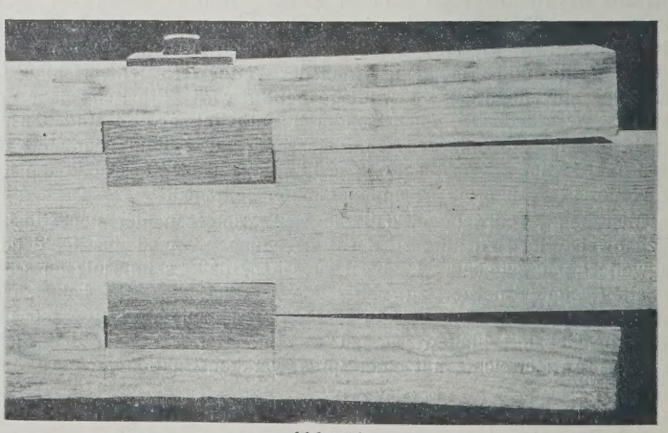


Abb. 11.

Abb. 9.

Bei den mit Stahlstiftverbindungen hergestellten Holztragwerken haben sich durch das Schwinden der Hölzer Fugen zwischen den Berührungsflächen gebildet, die, abgesehen von den ungünstigen statischen Nebenwirkungen und der Rostgefahr, auch deshalb unangenehm sind, weil sich in den Zwischenräumen Ruß und Schmutz ansetzen, Wassersäcke und Fäulnisherde bilden können. Durch das Schwinden werden die Stahlstifte so fest eingespannt, daß ein Schließen der Fugen durch nachträgliches Anziehen der wenigen Verbindungsschrauben nicht möglich war.

Die geleimten Hetzerkonstruktionen haben sich in gedeckten Räumen gut gehalten, nur an wenigen Stellen haben sich die Leimfugen hoher Träger geöffnet. Weniger günstig war das Verhalten der Hetzerträger im Freien, namentlich an Traufpfetten und Binderteilen, die der Sonnenbestrahlung ausgesetzt waren. Hier haben sich durch das Arbeiten des Holzes bei wechselndem Feuchtigkeitsgrade die Leimfugen bis zu 10 mm geöffnet und zu einer weitgehenden Verringerung der Tragfähigkeit geführt.

Durch Messungen an ausgeführten Bauten ist festgestellt worden, daß das handelsübliche Bauholz in gedeckten Räumen noch jahrelang schwindet. Das zum Bahnhof Stuttgart verwendete Holz ist zwei Jahre nach dem Fällen eingebaut worden. Trotzdem hat das Schwindmaß in der Querrichtung noch 5 % betragen, so daß ein zweimaliges Nachziehen der Schrauben nach einem halben und zwei Jahren nicht genügte, um die Fugen dauernd dicht zu schließen. Bei Fichten- und Tannenholz geht die Austrocknung etwas rascher vor sich, immerhin ist auch dort ein Nachziehen der Schrauben nach zwei Jahren nicht zu umgehen.

Die Druckglieder von Fachwerkträgern sind häufig ohne Schraubenverbindung oder sonstige Sicherung eingesetzt worden. Durch Formänderungen des Systems und durch Schwinden entstehen Spielräume, die Druckglieder können sich dann verschieben oder herausfallen. Die Knicksicherheit der aus mehreren Einzelteilen zusammengesetzten Druckstäbe wird durch Verziehen der Hölzer beim Austrocknen ungünstig beeinflußt. Man kann beobachten, daß die frei eingesetzten Druckglieder nur an einer kleinen Fläche aufsitzen und dadurch außermittig beansprucht werden.

Die Zugglieder sind besonders durch Astbildungen gefährdet. Bei einem Versuch mit einem Fachwerkknoten für ein größeres Bauwerk ist der Bruch infolge eines Astes vorzeitig eingetreten. In dem Bauwerk selbst ist dann später auch eine Zugstrebe aus Forchenholz an einer Aststelle abgerissen. Der Schaden ist sofort festgestellt und behoben worden.

Die Belastungsversuche mit Probeträgern und an ausgeführten Bauten haben übereinstimmend verhältnismäßig große bleibende Durchbiegungen unter der erstmaligen Belastung ergeben. Erst bei wiederholter Belastung kommt die federnde Durchbiegung zum Ausdruck. Die erstmalige starke Einsenkung dürfte darauf zurückzuführen sein, daß die Stoßflächen und die Verbindungsteile im unbelasteten Zustande nicht gleichmäßig und satt anliegen und erst durch die Vollbelastung zur wirksamen Anlage kommen.

Ungünstige Erfahrungen sind mit Holztragwerken gemacht worden, die einige Jahre ungeschützt den Witterungseinflüssen ausgesetzt waren. Für eine Erdtransportbahn ist in Eßlingen eine Holzfachwerkbrücke gebaut und zum Schutz gegen die Witterungseinflüsse mit Karbolineum gestrichen worden. Nach zweijährigem Betriebe wurde die Brücke abgebrochen und in einem Schuppen gelagert. Bei der Wiederverwendung nach weiteren zwei Jahren für einen Holzsteg zeigte sich, daß das Holz an den durch die Ausarbeitungen für die Dübel stark verschwächten Stellen trotz des Karbolineumanstrichs die Tragfähigkeit weitgehend eingebüßt hatte. Dieselbe Erfahrung ist mit einem Lehrgerüst in Ingenieurholzbauweise für Hochbrücken in Eisenbeton gemacht worden. Nach dreimaliger Wiederverwendung im Verlauf von vier Jahren sollte das Lehrgerüst zum Bau einer weiteren Brücke Verwendung finden. Die Untersuchung des baulichen Zustandes hat ergeben, daß das Holz in den Knotenpunkten und den Stabanschlußstellen z. T. verstockt war und ersetzt werden mußte. Für Bauwerke im Freien, die längere Zeit stehen sollen, ist hiernach ein Karbolineumanstrich nicht ausreichend. Die Hölzer müssen getränkt werden, wenn man nicht vollständige Verschalung oder Abdeckung vorzieht.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Kanalisierung des Mains und die Einführung der Walzenwehre.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. **Buchholz** in Coblenz.

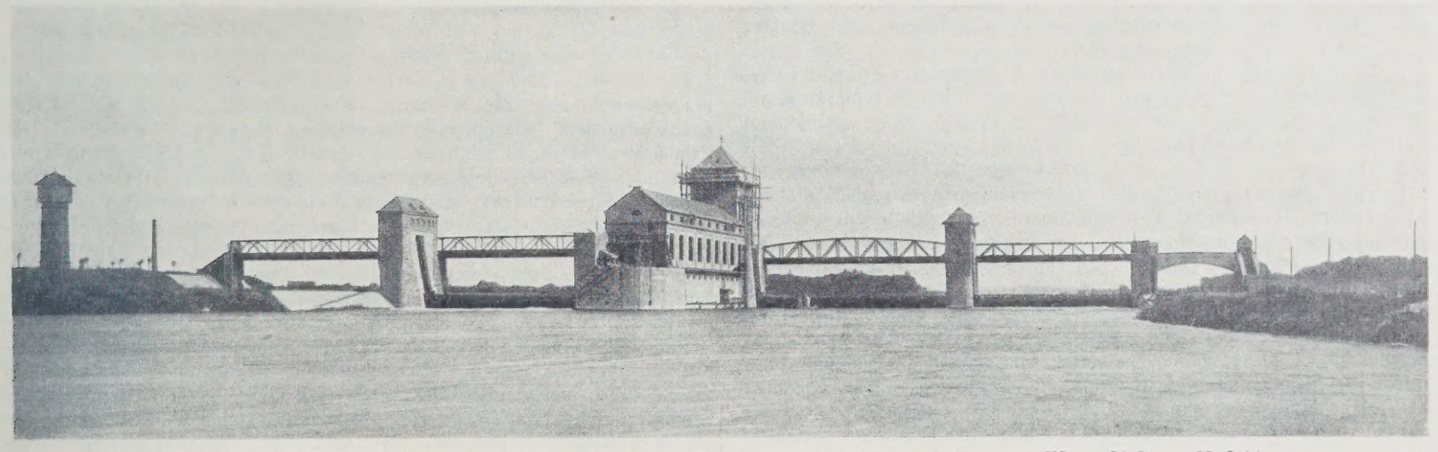


Abb. 1. Wehranlage Kesselstadt im Main. 1 Walze l. W. 40,00 m, H. 4,24 m. 2 Walzen l. W. je 30,61 m, H. 3,44 m.

Es darf als bekannt vorausgesetzt werden, daß der Main vor seiner Kanalisierung eine sehr lebhaft befahrene Wasserstraße war, deren Verkehrsziffern noch 1840 eine beträchtliche Höhe aufwiesen. Seit dem Anfang der sechziger Jahre nahm der Verkehr aber ständig mehr und mehr ab, da es im unteren Teile des Flusses nicht möglich war, bei den durch die Vereinbarung der Main-Uferstaaten vom 6. Februar 1846 festgesetzten Breiten die vertragsmäßige Tiefe von 2 bis 2,5 m auf dem Wege der Regulierung zu erreichen. Hierbei spielten sowohl die Stromschnellen bei Frankfurt eine bedeutende Rolle, als auch namentlich die Sandablagerungen an der Mündung oberhalb Kostheim, die durch den Rückstau des Rheins und die damit sich einstellende Verminderung des Maingefälles hervorgerufen wurden. Die Staatsregierung beschloß deshalb, den Fluß von Frankfurt bis Kostheim zu kanalisieren. Diese Kanalisierung geschah auf Grund des Staatsvertrages mit den Uferstaaten vom 1. Februar 1883 in den Jahren von 1883 bis 1886 mittels der fünf Staustufen Frankfurt, Höchst, Okriftel, Flörsheim und Kostheim bei einem Gesamtgefälle von 10,40 m und einem Kostenaufwande von 5,5 Mill. Mark. Die Schleusen hatten 80 m Länge und 10,5 m lichte Weite, so daß es den 1000-t-Schiffen möglich war, bis Frankfurt zu gelangen. Für die Stauanlagen wurden unter Berücksichtigung der Natur des Mains und der gesteigerten Kultur des Maintals bewegliche Wehre angenommen und zwar dem damaligen Stande der Technik entsprechend Nadelwehre nach dem Muster der Maaskanalisierung. Der unerwartete Aufschwung, den der Schiffsverkehr auf der am 16. Oktober 1886 dem Betriebe übergebenen Strecke nahm und der sich 1887 zu einer Leistung von rd. 0,5 Mill. t gesteigert hatte, machte es schon 1888 notwendig, die in dem Staatsvertrage von 1883 vorgesehene Ergänzung der Kanalisierungsanlagen, bestehend

in der Vertiefung der Fahrrinne auf 2,5 m,
in der Verlängerung der Schleusenkammern um 255 m, mit 12 m breiten Unterhäuptern,
in der Regulierung der Mainmündung
und in der Anlage des Floßhafens bei Kostheim
beschleunigt zur Durchführung zu bringen.

Die Arbeiten waren 1895 mit einem Kostenaufwande von 3 Mill. Mark beendet.

1898 wurde die hessische Staustufe Offenbach oberhalb Frankfurt gebaut zwecks Anschlusses der industriell stark entwickelten Stadt und ihres Hinterlandes mit einer dreihäuptigen, 80 + 255 m langen und 12 m breiten Schleuse, und 1920 der Bau der Schleppzugschleuse an der Mündung bei Kostheim neben der alten Schleuse in einer Länge von 350 m und einer Breite von 12 m zur Erhöhung der Betriebssicherheit der Wasserstraße und zur Erleichterung des Verkehrs.

Der Anfang dieses Jahrhunderts wieder stark in den Vordergrund tretende Gedanke einer Rhein—Main—Donau-Verbindung ließ besonders für Bayern die Weiterführung der Kanalisierung zunächst bis Aschaffenburg wünschenswert erscheinen. Dementsprechend wurde 1906 durch Übereinkommen zwischen den Uferstaaten der Ausbau weiterer sechs Staustufen zwischen Offenbach und Aschaffenburg mit 300 m langen Schleppzugschleusen und 12 m lichter Weite beschlossen. Und da gerade in den letzten Jahren vor dem Kriege sich das Bedürfnis nach einer Ausnutzung der Wasserkräfte besonders bemerkbar machte, wurden die inzwischen aufgestellten Entwürfe 1915 dahin erweitert, daß die preußischen Staustufen Mainkur, Kesselstadt und Gr. Krotzenburg sowie die bayerische Staustufe Mainaschaff mit Wasserkraftanlagen ausgestattet wurden, während die beiden bayerischen Staustufen Gr. Welzheim und Kl. Ostheim ohne sie zur Durchführung kamen. Die Anlagen wurden 1921 dem Verkehr übergeben.

Bei den Plänen zu diesen Staustufen spielte nun eine sehr wichtige Rolle die Frage des Wehrverschlusses. Nach der ministeriellen Anordnung vom 16. Mai 1913 sollte im Hinblick auf die inzwischen mit anderen Wehrverschlüssen als Nadelwehren gemachten günstigen Erfahrungen ohne Rücksicht auf die Verhältnisse an den bestehenden Mainwehren die Frage geprüft werden, ob an Stelle der ursprünglich vorgesehenen Nadelwehre anderen Wehrverschlüssen der Vorzug zu geben wäre. Dabei wurde besonders betont, daß die Wahl der Wehrverschlüsse auch für die Reinhaltung des Mains von wesentlichem Einflusse sei.

Die im Sommer und Herbst 1913 vom Neubauamte Hanau angestellten Untersuchungen erstreckten sich auf Nadelwehre, Klappenwehre, Schützenwehre, Segmentwehre und Walzenwehre; sie sollten folgenden Anforderungen entsprechen:

1. Die vor den Wehren sich ablagernden Sinkstoffe müssen zeitweilig fortgespült werden können, um zu verhindern, daß sie in Fäulnis übergehen und zu Geruchbelästigungen und Verseuchungen des Wassers führen.

2. Mit Rücksicht auf die geplante Wasserkraftausnutzung muß der Verschluß möglichst große Dichtigkeit besitzen und imstande sein, auch bei Eisbildung und Eisgang möglichst lange im Flusse stehen zu bleiben. Das Entfernen und Wiedereinsetzen des Wehres muß in kürzester Zeit geschehen.

Es war daher erwünscht, die Wehröffnungen mit großen einheitlichen, maschinell angetriebenen Staukörpern zu verschließen, die von der Sohle abgehoben und nach Möglichkeit ganz aus dem Wasser gezogen werden können. Unter diesen Umständen erwiesen sich Nadelwehre als ungeeignet, weil ihre Dichtigkeit sowie ihr Verhalten gegenüber Eis- und Sinkstoffen ungünstig ist, der Auf- und Abbau zu viel Zeit und Arbeitskräfte erfordert, und weil sie bei einer Tiefe von 4 m für die Schiffsdurchlässe nicht mehr verwendbar sind. Auch die Klappenwehre wurden von der weiteren Bearbeitung ausgeschlossen, da sie ebenfalls kein Abschwimmen der Sinkstoffe gestatten und hinsichtlich ihrer Betriebssicherheit zu Bedenken Anlaß geben. Aus ähnlichen Gründen schieden Schütze zwischen Losständern aus und auch Schütze mit einheitlichen Verschlußtafeln, weil die Ansicht vertreten wurde, daß die vielteilige Konstruktion der seitlichen Walzenleitern durch Vereisung leicht betriebsunfähig gemacht werden kann, und weil ein einseitiges Längen der Ketten oder einseitige Widerstände namentlich bei der im Verhältnis zur Breite geringen Höhe ein Schiefstellen und Klemmen der Schütztafeln zur Folge hat. Somit verblieben zur näheren Untersuchung nur noch

a) das Segmentwehr und
b) das Walzenwehr.

Von ihnen erschien das versenkbare Segmentwehr nicht brauchbar, weil der Wehrrücken annähernd in Höhe der Sohle liegt, unterhalb des Wehrrückens daher kein Abfall vorhanden ist, hinter dem das Wehr versenkt werden kann, und weil es im Interesse der Betriebssicherheit für erforderlich erachtet wurde, den Verschlußkörper ganz aus dem Wasser heben zu können, um jederzeit Gelegenheit zu haben, ihn nachzusehen. Damals vertrat man daher den Standpunkt, daß das hochwindbare Segmentwehr und das Walzenwehr allein allen zu stellenden Bedingungen genüge, trotz der Nachteile, die diesen Konstruktionen anhaften. Zu den Nachteilen rechnete man, daß das Segmentwehr den Wasserdruck in ungünstiger Richtung auf einen Punkt der Seitenpfeiler überträgt, daß einseitige Bewegungshindernisse oder einseitiges Längen der Ketten zu Klemmungen und Verdrehungen führen können, daß bei etwaigen Beschädigungen die Auswechselbarkeit der Verschlußkörper zeitraubend und kostspielig ist, und daß in beiden Fällen die Anlagekosten beträchtlich, und zwar um so höher sind, je größer die lichte Weite der Wehröffnungen gewählt wird. Bei der Walze gibt eine Vereisung der Walzbahnen die Möglichkeit einer Betriebsstörung, beim Segment ist die Vereinigung außerordentlich hoher Druckkräfte auf ein Drehlager bedenklich. Diese brauchen zu ihrer Übertragung auf die Pfeiler große Flächen, die nur in unzulänglicher Weise einer geordneten Schmierung zugänglich sind, bei größeren Hochwassern ganz unter Wasser kommen und somit der Gefahr des Rostens ausgesetzt sind. Diese betriebstechnischen Mängel und die hohen Anlagekosten gaben Veranlassung, die Frage zu untersuchen, ob sich etwa durch eine andere Lösung einerseits die Betriebssicherheit erhöhen, anderseits die Kosten vermindern ließen. Das Ergebnis dieser Überlegung war ein von Regierungsbaumeister Todt angegebenes Segmentschützenwehr, für das ein besonderer Entwurf aufgestellt wurde.

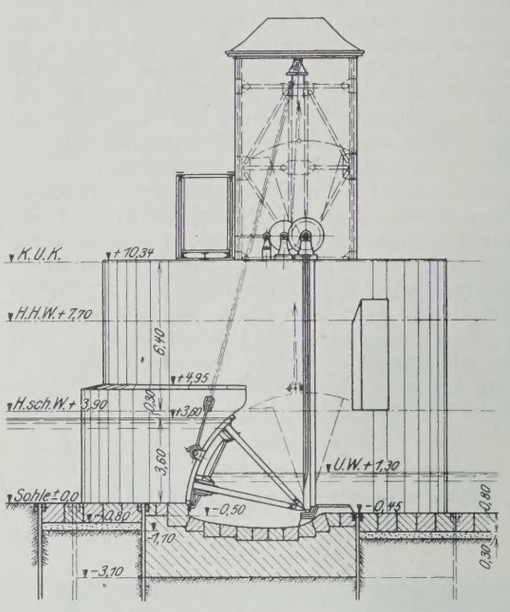


Abb. 2. (1 : 300.)

Der Wehrverschluß stellt sich als ein Staukörper aus räumlichem Fachwerke von dreieckigem Querschnitte dar, dessen eine nach einem Kreisbogen geformte Seite durch die Stauwand und dessen andere Seiten durch ebene Fachwerkträger gebildet werden, die dazu dienen, im freihängenden Zustande das Eigengewicht des Staukörpers zu tragen (Abb. 2). Die Aufzugvorrichtung besteht aus zwei auf den Seitenpfeilern angeordneten Windwerken, die mittels Flaschenzuges an den Enden des Staukörpers angreifen. Zur Erzeugung des Staues wird dieser wie ein Schütz herabgelassen, bis er sich auf die am Wehrboden befestigten pfannenartigen Lagerkörper aufsetzt. Der Aufhängepunkt des Schützes ist dabei so gewählt, daß im freihängenden Zustande der Schwerpunkt gegen den unteren Stützpunkt versetzt ist, so daß sich das Schütz nach dem Aufsetzen auf die Lager mit Sicherheit gegen das strömende Wasser zu umlegt, wobei die Lagerkörper die Drehachse bilden. Die seitliche Führung an den Pfeilern geschieht durch am unteren Ende der Träger angebrachte, in entsprechenden Nuten laufende Führungsbolzen und, sobald die Konstruktion ins Wasser taucht und dem Drucke des strömenden Wassers ausgesetzt ist, durch am oberen Rande des Schützes angebrachte Rollen. Die Abdichtung des 4 cm breiten Spaltes zwischen Schütz und Wehrboden geschieht durch elastische nahtlose Stahlrohre und die Seitendichtung durch federnde, unter dem Drucke des Oberwassers stehende Stahlbleche, die mit dem Staukörper fest verbunden sind. Zum Ablassen von Schwimmstoffen, insbesondere von treibenden Eisschollen über den oberen Rand hinweg, kann die Stauwand hinter dem Wehrrücken um 50 cm versenkt werden. Die Freilegung der Wehröffnung geschieht in umgekehrter Weise, indem der Verschlußkörper durch Aufwickeln der Ketten zunächst bis zur aufrechten Stellung gedreht und weiter unter Anheben von den Stützlagern in die Höhe gewunden wird. Dadurch, daß das Schütz auf den Lagern ruht und somit der beim Umlegen des Verschlusses auftretende Wasserdruck durch die zweckentsprechende Form der Stauwand unmittelbar in das Fundament in günstigster Richtung und Verteilung übertragen wird, besteht die Möglichkeit, den Staukörper bei weitem leichter zu gestalten als bei Konstruktionen, die den Wasserdruck auf seitliche Pfeiler übertragen. Während für 50 m Spannweite und 3,6 m Stauhöhe das Gewicht eines Segmentwehres zu 130 t, das eines Walzenwehres zu 173 t berechnet war, wog der vorgesehene Verschluß nur 61 t. Dementsprechend waren auch die Anlagekosten bedeutend geringer. Als Nachteil wurde angeführt, daß das Wehr statisch unbestimmt ist, daß es

sich um eine Stützachse dreht, die aus einer Reihe dauernd unter Wasser befindlicher Lagerkörper besteht, und daß es unerprobt ist.

Die Kosten des Wehrverschlusses für drei Öffnungen von 30 + 40 + 30 m Lichtweite einschl. Bedienungsbrücke, Windwerk und festem Wehrkörper waren berechnet:

a) für das Segmentschützenwehr zu 87 000 M.,
b) für das Segmentwehr . . . zu 166 000 M.,
c) für das Walzenwehr . . . . zu 182 000 M.

Die Gesamtkosten der Wehranlage einschl. Pfeiler betrugen:
für a) 379 000 M., für b) 513 000 M., für c) 536 000 M.

Der Entwurf des Segmentschützenwehres wurde daher unter Würdigung seiner technichen und wirtschaftlichen Vorzüge zur Ausführung in Vorschlag gebracht.

Diese Vorzüge wurden zwar in dem in der Ministerialinstanz ausgearbeiteten Gutachten anerkannt; man hielt es aber doch für erforderlich, auch auf die Nachteile hinzuweisen, die es nicht ratsam erscheinen ließen, das Wehr ohne genaueste Prüfung für die verhältnismäßig großen Öffnungen anzuwenden. Namentlich wurden als ungünstig genannt:

1. Die statische Unbestimmtheit, bei der durch Senkung einzelner Lager große Zusatzspannungen auftreten können;

2. das Eindringen von Eisschollen in die Wehrkonstruktion mit immerhin möglichen Verbiegungen an den tragenden Teilen;

3. die Wahrscheinlichkeit, daß beim Öffnen des Wehres das Schütz durch den Stoß des strömenden Wassers am Schlusse des Aufrichtens mit großer Gewalt gegen die Gleitbahnen der Rollen schlägt;

4. die Unsicherheit, ob sich das Schütz beim Schließen bestimmt gegen das strömende Wasser zu umlegt und

5. die Gefahr, daß das Wehr beim Beginn des Öffnens oder gegen Ende des Schließens in starke Schwingungen geraten kann durch das abwechselnde Ab- und Zunehmen der Saugwirkung des an der Wehrhaut entlang abfallenden und im Spalt unten ausströmenden Wassers in Wechselwirkung mit dem Auftriebe des gleichzeitig schwankenden Unterwassers.

Die endgiltige Entschließung über die Verwendung des Wehrs sollte daher von einem Versuche mit einem Modell in natürlicher Größe abhängig gemacht werden, durch den die praktische Brauchbarkeit des Verschlußkörpers und vor allem sein Verhalten im teilweise geöffnetem Zustande eingehend zu prüfen sei. Zunächst sollte aber die Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin den Modellversuch im kleinen Maßstabe durchführen. Nachdem dieser Versuch im Juli 1914 vorläufig abgeschlossen war und in den Hauptpunkten ein günstiges Ergebnis gehabt hatte, wurde bestimmt, einen Versuch im Großen im Frankfurter Wehr anzustellen, um das Verhalten der Konstruktion auch bei Hochwasser und Eisgang sowie gegenüber der Geschiebeführung im Main vor dem endgiltigen Einbau beobachten zu können. Zu diesem Versuche ist es aber nicht gekommen.

Der Ausbruch des Krieges Anfang August 1914 warf alle Dispositionen über den Haufen. Die maßgebenden Beamten wurden sofort einberufen, die Arbeiten anfangs eingestellt und später nur allmählich, soweit es die noch zur Verfügung stehenden Kräfte zuließen, wieder aufgenommen. Die Bauten sollten aber in der preußischen Strecke nicht später vollendet sein als in der bayerischen. Daher konnte die Entscheidung über die Wahl des Wehrverschlusses von dem angeordneten Versuchsbau nicht mehr abhängig gemacht werden. Er unterblieb, zumal die erforderlichen Gelder fehlten. Es wurde bestimmt, daß im Falle der Wasserkraftausnutzung für alle drei Öffnungen Walzenwehre vorgesehen werden sollten, im anderen Falle nur für die Schiffsdurchlässe; sonst Nadelwehre. Da schon im Winter 1914/15 die Entscheidung zugunsten der Wasserkraftausnutzung fiel, kamen die Walzenwehre an allen drei preußischen Staustufen zur Ausführung. Auch Bayern wählte dieses System für die mit Wasserkraftanlage ausgestattete Staustufe Mainaschaff; Kl. Ostheim und Gr. Welzheim erhielten Walzenwehre nur im Schiffsdurchlaß; im übrigen Nadelwehre. Es sind demnach in der Strecke von oberhalb Offenbach bis Aschaffenburg an den sechs Staustufen $4 \cdot 3 + 2 \cdot 1 = 14$ Walzenwehre vorhanden. Bezüglich der getroffenen Entscheidung darf angenommen werden, daß namentlich die Einfachheit und die Erprobtheit des Walzenwehres bestimmend für seine Wahl gewesen sind, da bereits seit 1902 gute Erfahrungen vorlagen. Auch die Gutachten mögen maßgebend gewesen sein, die Prof. Koch in Darmstadt schon 1914 im Auftrage und unter Mitwirkung der M. A. N. über die Walzenwehre erstattete.[1]) Es würde im Rahmen dieser Arbeit zu weit führen, näher auf seine bemerkenswerten Darlegungen einzugehen. Nur soviel soll gesagt werden, daß die umfangreichen hydrodynamischen Untersuchungen das Ergebnis hatten, daß bei den verschiedenen Wasserständen und den verschiedenen vom Wehre abzuführenden Wassermengen in jedem denkbaren Falle mit und ohne Betrieb der Turbinen bei normalem Stau und bei 20 cm Schwankung im Stauspiegel volle Betriebsicherheit der Walzenwehranlage gewährleistet werden konute. Der Gedanke des Segmentwehres war inzwischen nicht weiter verfolgt worden, wahrscheinlich unter anderm auch deswegen, weil in den Gesamtkosten nur ein geringer Preisunterschied zwischen Segment- und Walzenwehr bestand.

Bereits im April 1915 wurden daher Angebote von der M. A. N. eingefordert, und in der Verhandlung vom 1. Mai 1915 wurde der Auftrag erteilt, die Walzenverschlüsse von der M. A. N. als der Patentinhaberin zu beschaffen, wobei erwogen werden sollte, ob eine Walze oder alle drei mit Eisklappen auszustatten sind. Gegen diese Eisklappen sprach sich die M. A. N. aus, weil sie an den großen Walzen für die Schiffahrtöffnungen aus konstruktiven Gründen nicht angebracht werden könnten und weil auch an den anderen Öffnungen der Vorzug der Walzen, nämlich die Einfachheit und die kräftige Art des Verschlusses, verloren gehen würde. Die Klappen seien nur schwer und nur mit großer Sorgfalt betriebsfähig zu halten, da nicht nur die Scharniere, sondern auch die einzelnen Antriebteile der Vereisung und Verschmutzung ausgesetzt sind. Auch der Vorstand des Wasserbauamts Frankfurt wandte sich gegen die Eisklappen, weil sich bei eintretendem Froste zuerst die Öffnungen der Schleusen und der Oberkanal zusetzen, und weil es alsdann für die Schiffahrt notwendig wird, den Schiffsdurchlaß zu öffnen, um den Schiffen Gelegenheit zu geben, so schnell wie möglich den noch eisfreien Rhein zu erreichen. Mit der Öffnung des Schiffsdurchlasses verschwinde aber der Stau; die Eisklappen seien also überflüssig.

Da die vorstehenden Gründe als stichhaltig anerkannt wurden, nahm man von der Anbringung der Eisklappen Abstand.

Die Konstruktion des Wehres selbst näher zu beschreiben, dürfte sich erübrigen. Hierüber sind in der „Bautechnik“ 1924 von Dipl.-Ing. Mangold eingehende Ausführungen gemacht worden. Nur einige wissenswerte Angaben sollen noch hinzugefügt werden.

Bereits im Anfang dieses Aufsatzes, bei der Beschreibung der Art der Wehrverschlüsse, ist darauf hingewiesen, daß ihre Wahl auch für die Reinhaltung des Mains von wesentlichen Einfluß sei. Daher wurde auch das Reichsgesundheitsamt zu den Beratungen zugezogen und zur Abgabe eines Gutachtens aufgefordert. Es sprach sich dahin aus, daß bei der Entscheidung zwischen Nadelwehr und Walzenwehr letzteres den Vorzug verdient, weil es den hygienischen Forderungen am meisten gerecht wird, indem sich die periodische Abschwemmung der vor den Wehren zur Ablagerung gelangenden Schlammassen weit vollständiger und bequemer ermöglichen läßt, als bei den Nadelwehren. Dem Einwande, daß, wenn die Walzenwehre diesen guten Erfolg hätten, die Schlammablagerungen vor den unterhalb gelegenen alten mit Nadelwehren ausgestatteten Staustufen noch schlimmer werden würden als bisher, glaubte das Gutachten dadurch begegnen zu sollen, daß die alten Nadelwehre dann im Laufe der Zeit ebenfalls zu Walzenwehren umgebaut werden müßten, um den Mainschlamm absatzweise ohne Schwierigkeiten in den hochwasserfreien Zeiten zum Abschwemmen zu bringen, während in der Zeit des Hochwassers dieses selbst für die erforderliche Räumung sorge. Hierzu ist zu sagen, daß die Unterbringung einer Wehranlage in einem Strome eine Erweiterung des normalen Stromprofils erfordert, daß das Wasser dort, wo der Stau beginnt, langsamer zu fließen anfängt und daß deshalb die gröberen Sinkstoffe oberhalb der Staustufe untergehen, während nach dem Wehre hin allmählich die feineren zur Ablagerung kommen. Nur durch eine gleichmäßige Strömung ist daher ein wirksames Wegspülen des Schlammes aus dem Flußbett möglich, indem die Wehröffnungen vollständig freigemacht werden. Dann aber liegt der Vorzug des Walzenverschlusses gegen den Nadelverschluß in hygienischer Hinsicht nicht mehr vor. Ein teilweises Freimachen der Wehröffnungen, sei es durch Beseitigen des Wehrverschlusses aus einer Öffnung oder durch teilweises Öffnen aller Wehrverschlüsse, gleichgiltig ob Nadel- oder Walzenwehr, wird nur in der Wehröffnung selbst eine Abspülung veranlassen, wo also nur ein geringer Teil des Schlammes abgelagert ist, nicht aber weiter oberhalb. Die Bauart des Wehres erscheint deshalb für die Reinhaltung des Mains von untergeordneter Bedeutung. Das Hauptaugenmerk ist vielmehr darauf zu richten, daß schädlicher Schlamm dem Flusse überhaupt ferngehalten wird. Im übrigen hat die Praxis gelehrt, daß Schwierigkeiten, die zu besonderen Maßnahmen hätten führen können, infolge der Ablagerung des Schlammes im Main bis jetzt nicht entstanden sind.

Die Erfahrungen, die mit den Ende 1920 in Betrieb genommenen Walzenwehren gemacht worden sind, lassen sich dahin zusammenfassen, daß die Verschlußkörper bis jetzt bei allen Verhältnissen den an sie gestellten Anforderungen vollauf genügt und sich bestens bewährt haben. Sie dichten zuverlässig ab, zeigen beim Heben und Senken selbst bei stärkster Unterströmung keine Neigung zu schwingenden Bewegungen und sind unempfindlich gewesen gegen mechanische Angriffe, denen sie in den Wintermonaten durch Treibeis und geschlossene Eisdecken ausgesetzt waren. Auch die Absenkung des Staues konnte ohne jede Schwierigkeit beim stärksten Treibeis stattfinden, das sich vor den Walzen in kürzester Zeit zu einer festen Eisdecke und selbst zu Packeis zusammengeschoben hatte. Wohl begegnete die Regulierung der Wasserstände mit Hilfe der Walzen anfangs, bevor die Kraftwerke in Betrieb

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 5, S. 60 u. 61, Geiße (Hannover), Eisabführung an Wehren.

genommen waren, gewissen Schwierigkeiten, die darauf zurückzuführen waren, daß die Schleusen- und Wehrbeamten sowohl auf der bayerischen wie auf der preußischen Strecke die Feinregelung noch nicht beherrschten. Beschwerden der Schiffahrttreibenden über zu geringen Stau blieben daher nicht aus. Auch nach Aufnahme des Kraftwerkbetriebes zeigten sich Mißstände, weil die Wasserkraftwerke vorzeitig selbständig ohne Mitwirkung der Dampfzentralen die Versorgung eines kleinen nahegelegenen Gebietes übernommen hatten und nun im dauernden Wechsel dem stark schwankenden Energiebedarf der Verbraucher unterworfen waren. Dies führte zu einer unregelmäßigen Wasserabgabe an den einzelnen Staustufen, weil der Schleusenbeamte beim besten Willen nicht in der Lage war, dauernd dem allmähligen oft aber auch plötzlich wechselnden Wasserverbrauch der Turbinen zu folgen und eine ausgleichende Regelung mit der Walze zu treffen. Die Maßnahmen, die deshalb zwischen den Elektrizitätsverwaltungen und der Wasserstraßenverwaltung getroffen wurden, um diesen Übelständen zu begegnen, haben jedoch schließlich zu einem guten Erfolge geführt. Es sind selbstregistrierende Pegel im Ober- und Unterwasser aufgestellt worden, die im Krafthause abgelesen werden können; ein Fernanlasser zur Bedienung eines Walzenwehrmotors wurde im Krafthause errichtet und eine besondere Fernsprechverbindung zwischen Krafthaus und Schleusengehöft angelegt. Auch die bayerische Staustufe hat diese Einrichtungen. Hiermit ist erreicht, daß die Wasserabführung und die elektrische Belastung von einer Person, und zwar vom Kraftwerkbeamten bequem und zuverlässig miteinander in Einklang gebracht werden können, daß außergewöhnliche Vorkommnisse sofort dem Schleusenbeamten, dem nach wie vor wegen des vorherrschenden Interesses der Schiffahrt die eigentliche Stauregelung obliegt, mitgeteilt werden können, und daß ferner eine zuverlässige Aufzeichnung der Wasserstände allen Beteiligten die Möglichkeit der Kontrolle gibt. Seit der Inbetriebnahme dieser Anlagen im Jahre 1923 sind weitere Klagen nicht laut geworden.

Zum Schlusse seien noch die Bedingungen erwähnt, die im allgemeinen an Wehre mit Schiffahrt- und Kraftwerkbetrieb gestellt werden müssen:

1. möglichst große Dichtigkeit;
2. einfache Bedienung;
3. möglichst große lichte Weite, um an massiven Bauten zu sparen;
4. unter Wasser nur einfache feste Bauten, um Trockenlegungen von Wehröffnungen zwecks Ausbesserung von Wehrbauten zu vermeiden;
5. Unempfindlichkeit gegen Eis;
6. möglichst leichte Feinregulierung wegen der Stauhaltung beim Kraftwerkbetrieb;
7. Vermeidung von Angriffen auf Wehrsohle und Sturzbett und von Auskolkungen daselbst.

Diesen Anforderungen genügen am besten die Versenkwalzen, wie sie z. B. bei Viereth in der Nähe von Bamberg am Rhein—Main—Donaukanal 1924 ausgeführt worden sind. Die Bedingungen zu 1 bis 5 erfüllt auch die gewöhnliche Walze; die Bedingungen zu 6 und 7 aber nicht in vollem Umfange. Namentlich spielt Ziffer 7 eine bedeutende Rolle, weil an den drei Staustufen Gr. Krotzenburg, Kesselstadt und Mainkur mit nur rd. 2 m Gefälle doch recht beachtenswerte Auskolkungen und erhebliche Kosten durch die Angriffe des Grundstrahls entstanden sind, indem das Überschußwasser nur durch Anheben der Walzen, also im Grundablaß, mit großen Geschwindigkeiten abgeführt wird. Bei der in Aussicht stehenden Umkanalisierung des Mains von Frankfurt bis Kostheim, bei der statt der jetzigen fünf Staustufen nur noch deren drei mit einem Gefälle von 4,49 m, 3,62 m und 2,29 m vorgesehen sind, würde die Sohlensicherung unterhalb der Wehre wegen der zu erwartenden bedeutenden Geschwindigkeiten unverhältnismäßig hohe Anlagekosten und große laufende Ausgaben verursachen. In dem Entwurf zu der Umkanalisierung sind deshalb wie bei Viereth für alle Öffnungen Walzen geplant, die um 1,10 m abgesenkt werden können. Das Maß der Vertiefung in der Wehrsohle unterhalb der Walzen beträgt jedoch 1,50 m, um im Sturzbett ein Wasserpolster zur Beruhigung des überfallenden Wassers zu besitzen. Eisklappen kommen nicht zur Anwendung.

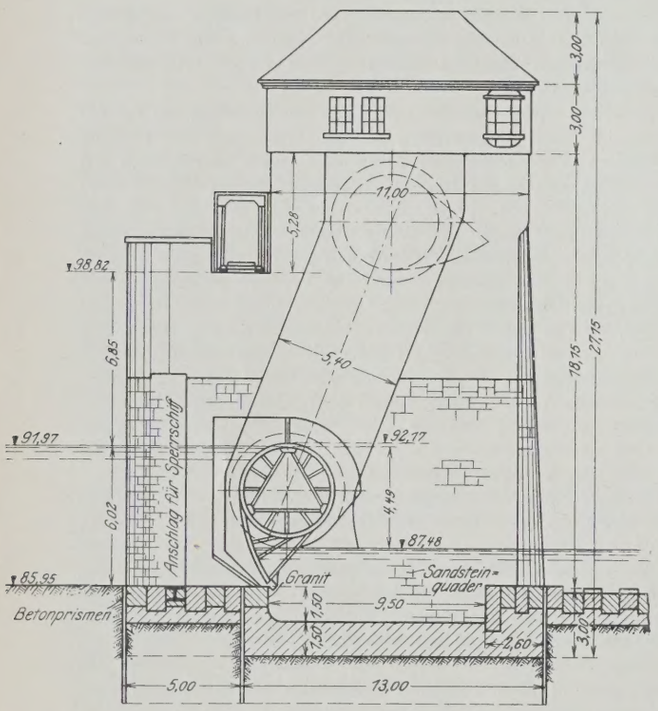


Abb. 3. (1 : 300.)

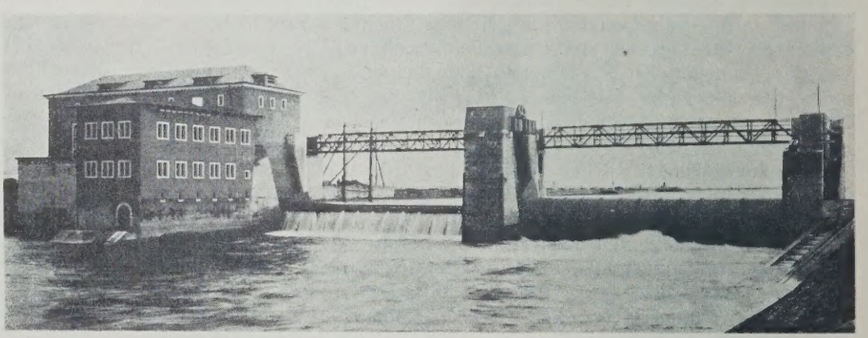


Abb. 4. Wehranlage im Main bei Viereth.
2 um 1,10 m absenkbare Walzen, l. W. je 30 m, H. 6 m.

Versuche über das Widerstandsmoment eiserner Spundbohlen Bauart Larssen mit zusammengepreßtem Schloß.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Erich Lohmeyer,** Ministerialrat in Berlin.

I. Übersicht der wichtigeren eisernen Spundwände.

Am 1. April 1904 meldete Trygve Larssen in Bremen ein Deutsches Patent auf die von ihm erfundene, in Abb. 1 dargestellte wellenförmige

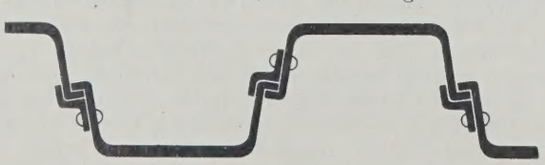


Abb. 1. Larssen genietet 1904.

eiserne Spundwand an. Er schuf damit die erste wirklich wirtschaftliche Form einer eisernen Spundwand, indem er im Querschnitt der Spundbohlen die Massen in möglichst großem Abstande von der Schwerachse anordnete, um dadurch bei geringem Gewicht ein hohes Widerstandsmoment zu erzielen. Larssen gab die Lösung, alle späteren Vorschläge wellenförmiger Wände bauen auf ihm auf.

Er verwendete bei seiner Wand noch die Nietung, um das Schloß zu bilden. Das Schloß war vielleicht dichter, aber in der Herstellung doch erheblich teurer als das Schloß aus rundem Wulst und Klaue, wie es erstmalig im Jahre 1899 in Amerika patentiert wurde (Gregson, Abb. 2) und wie es die wellenförmigen Wände Ransome (1911, Abb. 5), Rothe Erde (1912, Abb. 7) und Lamp (1913, Abb. 6) verwenden. Das „nietlose" Larssenschloß (Abb. 3), das die Dortmunder Union, die die Herstellung der Larssenwand übernommen hatte, im Jahre 1914 herausbrachte, bedeutete daher einen großen Fortschritt.

Abb. 2. Gregson.

In Abb. 3 bis 7 sind die eisernen Spundwände, die heute besonders für Deutschland wichtig sind, im Querschnitt wiedergegeben. Die Abbildungen haben den gleichen Maßstab, es sind die mittleren Größen der Wände dargestellt. Die nachfolgende Zusammenstellung[1]) enthält die

[1]) Entnommen aus Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau. 4. Aufl. I. Bd., S. 135. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Bauart	Hersteller	Abbildung	Stärke	Gewicht G für 1 m Bohle	Gewicht G für 1 m²	Widerstandsmoment W^1) für 1 m Wand	$W:G$ für 1 m Wand	Länge der Welle	Breite der Bohle	Höhe der Welle	Rückenstärken der Bohlen		Stegstärken der Bohlen		
								Maß a	Maß b	Maß c	Maß d	Maß e	Maß f	Maß g	Maß h
				kg	kg	cm³	cm³/kg	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Larssen nietlos	Vereinigte Stahlwerke A.-G., Abteilung Dortmunder Union in Dortmund	3	Ia	33	82	380	4,6	800	400	130	7	—	7	—	—
			I	38	96	493	5,2	800	400	150	8	—	8	—	—
			II	49	122	849	7,0	800	400	200	10,5	—	10	—	—
			III	62	155	1363	8,8	800	400	247	14,5	—	10	—	—
			IV	75	187	2037	10,9	800	400	310	15,5	—	12	—	—
			V	100	238	2962	12,5	840	420	344	22	—	13	—	—
Krupp, Form W	Fried. Krupp A.-G., Rheinhausen	4	W2	40	263	840	3,2	—	153	170	—	—	—	14	9
Ransome	desgl.	5	—	48	133	342	2,6	363	363	80	13	8	8	8	—
Lamp	—	6	I	39,9	99,7	500	5,0	800	400	125	8	8	7	—	—
			II	43,3	130	700	5,4	667	333	130	10	10	8	—	—
			III	74,8	187,1	1705	9,1	800	400	225	15	15	10,5	—	—
			IV	78,2	195,5	2220	11,4	800	400	280	14,5	14,5	11	—	—
			V	104,5	243	3115	12,8	860	430	320	18	18	12	—	—
Rothe Erde	Société Metallurgique des Terres Rouges, S. A. Luxemburg	7	I	32	84,3	231	2,7	380	380	80	7,5	7,5	6	6	6
			II	42,8	112,7	485	4,3	380	380	130	9	10	6	7	6
			III	51,7	136,1	744	5,5	380	380	170	10	12	7	9	7
			IIIa	55,7	146,6	770	5,3	380	380	170	10	12	9	9	9
			IV	59,5	156,6	966	6,2	380	380	190	13	15	7	10	7
			IVa	67,0	176,4	1055	6,0	380	380	190	14	15	10	10	9
			V	88,0	160,0	1275	8,0	550	550	230	13	14	9	9	9
			VI	109	198	1700	8,6	550	550	265	17	19,5	10	10	10
			VII	134,7	244,9	2233	9,1	550	550	280	24,5	27	11	11	11
			VIIa	142,1	258,4	2288	8,9	550	550	280	24,5	27	13	13	13

[1]) Die Bohlen im Schloß starr verbunden angenommen. Näheres darüber siehe weiter unten.

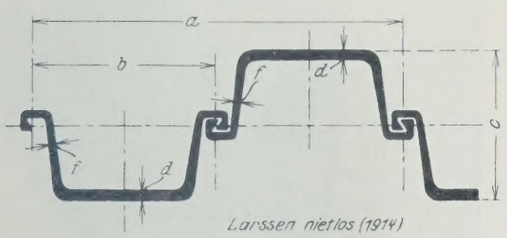


Abb. 3.

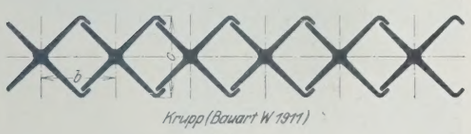


Abb. 4.

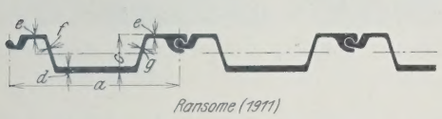


Abb. 5.

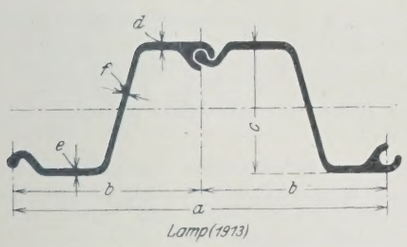


Abb. 6.

Abb. 7.

Abb. 3 bis 7. Heute wichtige eiserne Spundwände.

Abb. 8. Universal-Joist
(British Steel Piling Co., England).

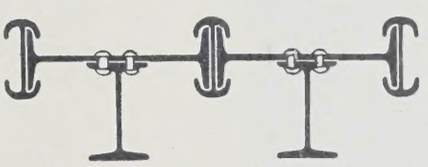


Abb. 9. Universal-Compound
(British Steel Piling Co., England).

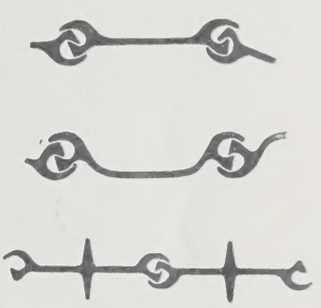


Abb. 10.
Lackawanna (Amerika 1910).

erforderlichen Zahlenangaben. Hierzu ist zu bemerken, daß die Wand „Lamp“ seit 1914 nicht mehr gewalzt wird und daß das Walzwerk der Wand „Rothe Erde“ heute französisch ist. „Larssen genietet“ wird nicht mehr hergestellt.

Der Vollständigkeit halber sind in Abb. 8 u. 9 die wichtigsten englischen Spundwände, die Wände Universal-Joist und Universal-Compound der British Steel Piling Co. in England und in Abb. 10 drei Bauarten der den amerikanischen Markt beherrschenden Wand Lackawanna der Bethlehem Steel Co. wiedergegeben.

II. Widerstandsmoment wellenförmiger eiserner Spundwände.

Bei den besprochenen Wänden fallen die für das kleinste Widerstandsmoment maßgebenden Hauptachsen der Einzelbohlen genau genug mit der Wandachse zusammen, ausgenommen sind nur die wellenförmigen Wände „Larssen“, „Rothe Erde“ und „Lamp“. Bei diesen Wänden bedarf die Lage der Biegungsachsen besonderer Untersuchung. Vorausgesetzt sei, daß die die Durchbiegung bewirkenden Kräfte senkrecht zur Wandachse angreifen. Die auf eine Einzelbohle entfallenden Biegungskräfte liegen dann in einer durch den Schwerpunkt der Einzelbohle senkrecht zur Wandachse gezogenen Linie, der Kraftlinie. Nimmt man zunächst an, daß im Schloß der Einzelbohlen keinerlei Behinderung der Durchbiegung und der gegenseitigen Verschiebung der Bohlen, also auch keinerlei Reibung eintritt, die Einzelbohlen sich also ganz für sich frei durchbiegen können, so ist für ihre Durchbiegung das Trägheitsmoment und damit auch das Widerstandsmoment maßgebend, das auf die der Kraftlinie zugeordnete Schwerachse des Bohlenquerschnitts bezogen ist, da die Nullinie des auf Biegung beanspruchten Querschnitts der Kraftlinie zugeordnet ist und bei reiner Biegung durch den Schwerpunkt des Querschnitts geht.

Bei „Larssen nietlos“ ist der Querschnitt der Einzelbohle symmetrisch zur Kraftlinie, Kraft- und Nullinie sind also Hauptachsen, die Nullinie liegt gleichgerichtet zur Wandachse, die Summe der auf die Nullinie bezogenen Widerstandsmomente der Einzelbohlen gibt unter der Voraussetzung, daß keine Reibung und keine Behinderung der Durchbiegung im Schloß eintritt, das Widerstandsmoment der Wand.

Bei „Rothe Erde“ liegen die der Kraftlinie zugeordneten Schwerachsen der Einzelbohlen schräg zu der Wandachse, aber alle in dem gleichen Winkel, also gleichgerichtet zueinander. Der Winkel beträgt etwa 15 bis 20°.

Bei „Lamp“ bilden die der Kraftrichtung zugeordneten Schwerachsen mit der Wandachse abwechselnd den Winkel α und $180° - \alpha$. Der Winkel α wechselt bei den verschiedenen Größen der Wand stark.

Bei „Larssen nietlos“ und „Rothe Erde“ biegen sich die Einzelbohlen in gleicher Richtung durch, bei „Lamp“ dagegen haben zwei benachbarte Bohlen das Bestreben, sich in verschiedener Richtung durchzubiegen. Dem widersteht die Verbindung im Schloß, die die Bohlen zwingt, sich in gleicher Richtung durchzubiegen, und zwar in der aus beiden Richtungen zusammengesetzten, die senkrecht zur Wandachse liegt. Die Nullinie der Einzelbohle wird durch diese im Schloß wirkende Kraft in die Schwerachse der Wand gedreht, das Widerstandsmoment ist (auch wenn keinerlei Reibung im Schloß aufträte) auf die Wandachse bezogen zu errechnen.

Bei „Larssen“ und „Rothe Erde“ ist das Widerstandsmoment der Wand gleich der Summe der Widerstandsmomente der Einzelbohlen bezogen bei „Larssen“ auf die Hauptachse, bei „Rothe Erde“ auf die der Kraftlinie zugeordnete Schwerachse der Einzelbohlen, aber nur unter der Voraussetzung, daß im Schloß keinerlei Behinderung der Durchbiegung und der gegenseitigen Verschiebung der Bohlen eintritt. Tritt diese Behinderung in solchem Maße ein, daß die Bohlen als im Schloß starr verbunden angesehen werden können, so ist das Widerstandsmoment bezogen auf die Schwerachse der Wand zu errechnen, da die Wand dann ein einheitlicher Körper ist. Bei beiden Wänden liegt der wirkliche Wert des Widerstandsmomentes zwischen diesen beiden Grenzwerten. Die Drucksachen der Hersteller der beiden Wände geben nur die oberen Grenzwerte an. Die auf die Hauptachsen der Einzelbohlen von „Larssen nietlos“ [2]) bezogenen Werte sind je nach der Querschnittsgröße 0,34 bis 0,45, die auf die der Kraftrichtung zugeordneten Achsen der Einzelbohlen von „Rothe Erde“ bezogenen Werte bei den mittleren Größen etwa 0,57 der „Katalogwerte“, während die kleinsten (auf die Hauptachse bezogenen) Widerstandsmomente der gleichen Bohlen der Wand „Rothe Erde“ etwa 0,51 der Katalogwerte betragen.

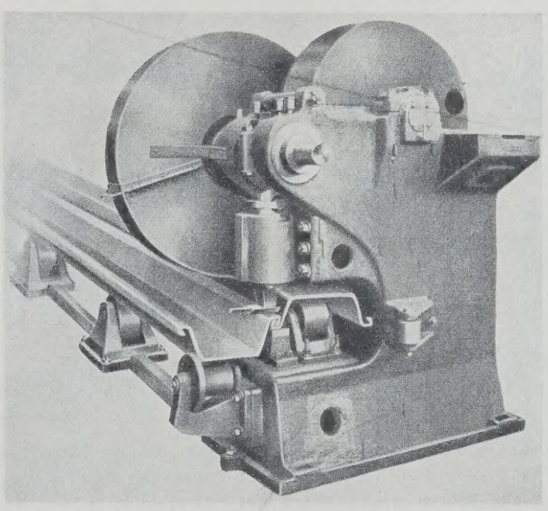


Abb. 11. Pressen des Schlosses einer Doppelbohle „Larssen nietlos“.

Die Vereinigten Stahlwerke, Abteilung Dortmunder Union, lassen neuerdings, das gemeinsame Schloß von je zwei zu einer Doppelbohle zusammengezogenen Einzelbohlen zusammenpressen, um so eine über eine volle Welle reichende einheitliche Bohle zu schaffen, deren statische Wirkung dieselbe ist wie die der Wand „Rothe Erde“. Da die Larssen-Bohlen nicht einzeln, sondern immer zu Doppelbohlen zusammengezogen gerammt werden, entstehen durch das Pressen nur unerhebliche Mehrkosten und so gut wie kein Zeitverlust. Das Schloß wird durch einen Stempel (Abb. 11) in bestimmten Abständen zusammengekniffen, die entstehenden Ausbeulungen sollen verhindern, daß die Bohlen sich im Schloß verschieben. Das Pressen wird auf Bestellung im Werke ausgeführt, kann aber auch auf der Baustelle vorgenommen werden. Abb. 12 zeigt eine Presse für Baustellen in Verbindung mit einer Rollbahn, auf der die Bohlen zusammengezogen werden.

Wenn die Pressung so wirksam ist, daß die Bohlen im gepreßten Schloß unverschieblich gegeneinander festgelegt sind, so ist das Widerstandsmoment der Wand ebenso zu ermitteln wie das der Wand „Rothe Erde“. In der nachstehenden Zusammenstellung sind für die sechs Größen der Larssen-Wand die verschiedenen Widerstandsmomente gegeben, und zwar berechnet auf eine Wandlänge von 1 m. Dabei ist bezogen:

[2]) Vergl. die nachstehende Zusammenstellung.

W_W auf die Wandachse,
W_E auf die Hauptachse der Einzelbohlen,
W_D auf die der Kraftrichtung zugeordnete Achse der Doppelbohlen,
W_H auf die Hauptachse der Doppelbohlen.

„Larssen nietlos“ Größe	W_W	W_E	W_D	W_H	$\frac{W_E}{W_W}$	$\frac{W_D}{W_W}$	$\frac{W_H}{W_W}$
	für 1 m Wand						
	cm³	cm³	cm³	cm³			
Ia	380	164	210	210	0,432	0,553	0,553
I	493	224	302	289	0,454	0,612	0,586
II	849	381	487	455	0,448	0,573	0,536
III	1363	508	774	713	0,373	0,568	0,523
IV	2037	789	1040	956	0,388	0,511	0,470
V	2962	1007	1429	1333	0,340	0,482	0,450

Die für die Doppelbohlen angegebenen Werte W_D und W_H sind nur unter der Voraussetzung zutreffend, daß die Bohlen in dem gepreßten Schloß durch die Pressung unverschieblich gegeneinander festgelegt werden. Weiter ist die Annahme gemacht, daß in dem nicht gepreßten Schloß die Durchbiegung und die gegenseitige Verschiebung der Bohlen nicht behindert wird. Diese Annahme trifft offensichtlich in Wirklichkeit nicht zu. Biegen sich unter dem Einfluß äußerer Kräfte in einer Wand die Bohlen um eine andere Achse als die Wandachse — was der Fall ist bei „Rothe Erde“ und bei „Larssen gepreßt und ungepreßt“ —, so müssen sich in einem nicht gepreßten Schloß die Bohlen in gewissem Grade gegeneinander verschieben, ebenso wie zwei aufeinanderliegende, nicht verdübelte Balken sich in der Berührungsfläche gegeneinander verschieben, wenn sie durchgebogen werden. In dem gemeinsamen Schloß liegt der Wulst oder die Klaue der einen Bohle im Bereich der Zugspannung und der im Schloß damit verbundene Teil der anderen Bohle im Bereich der Druckspannung.

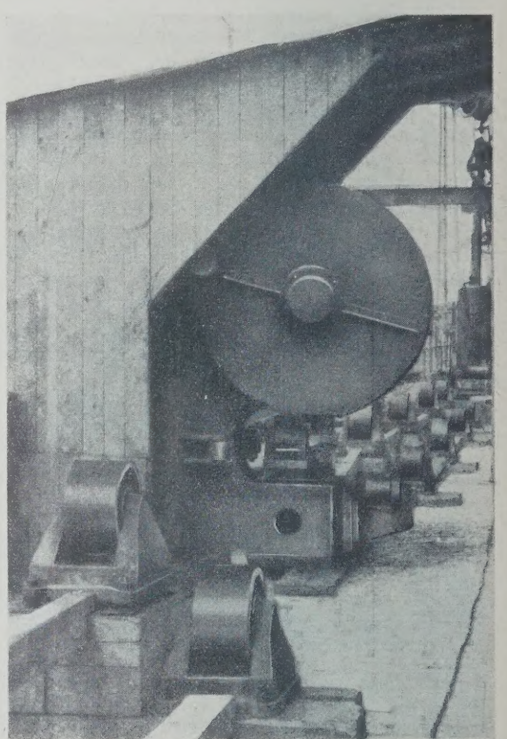


Abb. 12. Rollbahn und Presse zum Zusammenziehen der Spundbohlen „Larssen nietlos“.

Die im Schloß entstehenden Durchbiegungen der beiden Bohlen haben also wohl gleiche Richtung, aber nicht die gleiche Größe; die Bohlen sind im Schloß nach verschiedenen Krümmungshalbmessern gebogen. Dadurch und durch die unvermeidbaren Ungenauigkeiten beim Walzen entstehen aber Widerstände, die sich der Verschiebung im Schloß und damit der Durchbiegung entgegensetzen, die Bohlen klemmen sich, und das Widerstandsmoment wird größer, als die vorher genannten Zahlen angeben.

Diese Widerstände werden bedeutend erhöht, wenn die Bohlen in den Erdboden eingetrieben und darin mehr oder weniger fest eingespannt oder durch an der Wand angebrachte Gurtungen oder Holme in ihrer gegenseitigen Verschiebung behindert werden. Wo die Bohlen mit dem Erdreich in Verbindung stehen, ist neben der Verspannung, die die Bohlen im Erdboden und damit auch gegeneinander festhält, besonders auch die Reibung wirksam, die der Boden im Schloß der Spundbohlen hervorruft. Welch bedeutende Kräfte die Reibung im Schloß aufnehmen kann, geht aus der bekannten Tatsache hervor, daß beim Einrammen die unter der Ramme stehende eiserne Bohle die bereits gerammte Nachbarbohle häufig trotz aller Gegenmaßnahmen „mitnimmt“ und daß es anderseits außerordentlich schwer, oft gar nicht erreichbar ist, eine einzelne Bohle mit ruhendem Zug aus einer fertiggerammten Wand wieder herauszuziehen. Man „zieht“ die Bohlen deshalb meistens unter gleichzeitiger Erschütterung, am besten mit der Kraftzange. Bei genügender Rammtiefe,

nicht zu großer freitragender Länge und wenn die Wand überall mit sandigem oder kiesigem Boden in Berührung ist, pflegt man heute anzunehmen, daß die Reibung im Schloß zusammen mit der Verspannung im Boden dazu ausreicht, um bei „Larssen" und bei „Rothe Erde" mit dem vollen Widerstandsmoment („Katalogwert") zu rechnen. Ist der Boden weich oder gar glitschig, wie Ton- oder Kleiboden, ist die Rammtiefe nicht sehr groß, fehlen starke Holme und Gurtungen, die die Bohlen fest mit den Nachbarbohlen verbinden, und steht die Wand etwa im freien Wasser, so muß man jedoch geringere Werte einsetzen.[3])

Gegen diese Behauptung, die sich auf Erfahrungen an ausgeführten Bauarten stützt, wird man allerdings einwenden können, daß sehr schwer festzustellen ist, wie hoch dem Erddruck ausgesetzte Bauwerke tatsächlich beansprucht werden, und daß die Standsicherheit derartiger Wände vielleicht eher ihrer zu geringen Beanspruchung als ihrer zu hohen Widerstandsfähigkeit zu danken ist. Durch Versuche mit dem Erddruck ausgesetzten Wänden wird man die Frage des Widerstandsmoments der wellenförmigen eisernen Wände so lange nicht lösen können, als unsere Kenntnis von der Wirkung des Erddrucks noch so lückenhaft und unsicher ist wie heute. (Fortsetzung folgt.)

[3]) Vergl. Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau. 4. Aufl. I. Bd., S. 131 u. f. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. — Siehe auch einige Aufsätze im Zentralblatt der Bauverwaltung: Scheck, 1915, S. 521; Zimmermann, 1913, S. 333; Bernhard, 1913, S. 712; Franzius, 1909, S. 435; Gutacker, 1915, S. 263.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Wirkung wagerechter Kräfte bei eisernen Brücken.

Von **J. Karig**, Reichsbahnrat in Dresden.

In der unter obiger Überschrift erschienenen Abhandlung (Sonderdruck aus „Die Bautechnik" 1924, Heft 53; Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8) ist dem Verfasser bei Auswertung der Ergebnisse der Vorerörterungen bedauerlicherweise ein Vorzeichenfehler unterlaufen, der nicht ohne Einfluß auf eine der Schlußfolgerungen ist und daher hier bekanntgegeben werden möchte. Gleichzeitig werden die fraglichen Gleichungen nachstehend derart umgeformt, daß eine Wiederholung des Vorzeichenfehlers bei ihrem Gebrauch ausgeschlossen ist.

Zur bequemeren Beurteilung der Gurtkräfte, die in einem aus zwei Hauptträgern und einem oder zwei Windverbänden bestehenden Tragwerk durch eine wagerechte Belastung erzeugt werden, sind die Wirkungen dieser wagerechten Kraft (Sonderdruck S. 11 u. f. a. a. O.[1]) in der Form eines lotrechten Zusatzmomentes M' zusammengefaßt worden, das natürlich für eine jede der vier Gurtungen I bis IV einen besonderen Wert besitzt. Dieses Zusatzmoment ist nach Gl. 19 a. a. O. allgemein

$$M_n' = S_n\, h = M_h\, \eta_n, \tag{1}$$

wenn S_n die Gurtkraft in der Gurtung n,
h den lotrechten Abstand der Gurtschwerpunkte,
M_h das durch die wagerechte Belastung H erzeugte wagerecht wirkende Biegungsmoment und
η_n einen Beiwert bedeutet, der nur von den Abmessungen des Tragwerkes abhängt.

Der für die stärkst gespannte Untergurtung IV der äußeren Tragwand und daher meist für die Bemessung beider Hauptträger maßgebende Beiwert η_{IV} ist nach Gl. 20 und Gl. 27a (a. a. O.)
bei zwei Verbänden:

$$\eta_{IV} = \frac{h_w}{b}\cdot\frac{\beta_o+\beta_u-2\,\beta_v}{\mathfrak{N}} + \frac{h}{b}\,\frac{2\,\beta_o}{\mathfrak{N}} \tag{2}$$

bei einem Verband:

$$\eta_{IV} = \frac{h_w + v}{b}, \tag{3}$$

wogegen die η-Werte der übrigen Gurtungen nach Gl. 20 u. 27a (a. a. O.) allgemein in der Form geschrieben werden können:

$$\left\{\begin{aligned} \eta_{I} &= \frac{h}{b} - \eta_{IV} \\ \eta_{II} &= -\,\eta_{IV} \\ \eta_{III} &= -\,\frac{h}{b} + \eta_{IV}. \end{aligned}\right. \tag{4}$$

Da die Verschiebungswerte β_v der lotrechten Tragwände in Gl. 2 stets größer als 1 sind, während die Verschiebungswerte β_o und β_u der beiden Windverbände in der Regel wesentlich größer sind als β_v, so ist der Wert η_{IV} stets positiv.

Dagegen wird der die Größtspannung in der inneren Tragwand ergebende Wert $\eta_I = \frac{h}{b} - \eta_{IV}$ bei zwei Verbänden fast ausnahmslos negativ, bei einem Verband aber immer dann, wenn $(h_w + v) > h$.

Das Vorzeichen der Werte η_I ist stets zu beachten, wenn nach Gl. 36 und 37 a. a. O.) das größte Biegungsmoment im inneren Träger ermittelt werden soll. Besonders wichtig ist es aber bei Beurteilung der günstigsten Gleislage nach Abschnitt 6 (S. 17 u. f. a. a. O.), wo das Vorzeichen leider nicht beachtet worden ist. Die Ableitungen auf Seite 18 und 19 sind daher nur bedingt richtig, das heißt für den Fall, daß η_I positiv wird.

Da ein positives η_I einer Zusatzspannung im Obergurte der inneren Tragwand bei Schnellfahrt der Verkehrslast entspricht, die mit vollem Fliehkraftbeiwerte anzurechnen ist, wogegen ein negatives η_I einer Entlastung entspricht, die nur mit dem halben Fliehkraftbeiwerte angesetzt werden darf, so ergeben sich die für symmetrische Trägerquerschnitte maßgebenden Grenzwerte der Biegungsmomente
in der äußeren Tragwand (vergl. Gl. 38, 42 u. 46 a. a. O.):

$$\max M_a = M_{IV} = \frac{M_p}{b}\left[\left(b - c - d - \frac{f}{6}\right) + \nu\, b\, \eta_{IV}\right], \tag{5}$$

in der inneren Tragwand, wenn $\frac{h}{b} > \eta_{IV}$, also η_I positiv ist (vergl. Gl. 39, 43 u. 47 a. a. O.):

$$\max M_i = M_I = \frac{M_p}{b}\left[\left(c + d + \frac{f}{6}\right) + \nu\,(h - b\,\eta_{IV})\right], \tag{6}$$

dagegen in der inneren Tragwand für den Regelfall, daß $\frac{h}{b} < \eta_{IV}$, also η_I negativ ist (an Stelle Gl. 39, 43 u. 47 a. a. O.):

$$\max M_i = \frac{M_p}{b}\left[\left(c + d + \frac{f}{6}\right) + \frac{\nu}{2}\,(h - b\,\eta_{IV})\right]. \tag{7}$$

Die günstigste Gleislage, bei der die Grenzwerte in beiden Tragwänden gleich groß werden, also für

$$\max M_i = \max M_a,$$

erhält man daher im ersten Falle $\left[\eta_{IV} < \frac{h}{b}\right.$, also η_I positiv$\left.\right]$ bei

$$c = \frac{b}{2} - d - \frac{f}{6} + \frac{\nu}{2}\,(2\,b\,\eta_{IV} - h), \tag{8}$$

wobei

$$\max M_a = \max M_i = \frac{M_p}{2}\left(1 + \nu\,\frac{h}{b}\right). \tag{9}$$

Setzt man hierin die Werte für η_{IV} nach Gl. 2 u. 3 ein, so erhält man die gleichen Werte wie in Gl. 40/41 bezw. 44/45 u. 48/49 a. a. O.

Dagegen ergibt sich im zweiten fast ausschließlich vorkommenden Falle $\left[\eta_{IV} > \frac{h}{b}\right.$, also η_I negativ$\left.\right]$ die günstigste Gleislage bei

$$c = \frac{b}{2} - d - \frac{f}{6} + \frac{\nu}{4}\,(3\,b\,\eta_{IV} - h), \tag{10}$$

wobei

$$\max M_a = \max M_i = \frac{M_p}{2}\left[1 + \frac{\nu}{2}\left(\frac{h}{b} + \eta_{IV}\right)\right]. \tag{11}$$

Diese Gleichungen sind in der Regel an Stelle der vorher genannten Gleichungen zu verwenden, wenn es sich um die Bestimmung derjenigen Gleislage handelt, bei der zwei gleich bemessene Hauptträger in den Grenzfällen der Belastung gleich hohe Spannungen erleiden. Ihre Anwendung ist einfacher und bequemer, vor allem aber zuverlässiger als die in dem Aufsatze angegebenen Gleichungen, da hierbei Vorzeichenfehler nicht vorkommen können.

Zur Beurteilung des Einflusses der vorstehenden Forderung im Vergleich zu dem in den Berechnungsgrundlagen angegebenen Werte (Gl. 50 a. a. O.).

$$c = \frac{b}{2} - \frac{f}{3} \tag{12}$$

erhält man durch Gleichsetzung von Gl. 10 u. 12

$$d - \frac{f}{6} = \frac{\nu}{4}\,(3\,b\,\eta_{IV} - h) \text{ oder}$$

$$\nu = \frac{2}{3}\cdot\frac{6\,d - f}{3\,b\,\eta_{IV} - h}. \tag{13}$$

Setzt man hierin $\nu = \frac{v^2}{127\,r}$; $f = \frac{l^2}{8\,r}$ und $d = \frac{4}{3}\cdot 0{,}6\cdot\frac{v}{r}$, so erhält man diejenige in Rechnung zu stellende Größtgeschwindigkeit, bei der Gl. 11 u. 12 denselben Wert für die Gleislage ergeben, aus der Beziehung

$$v^2 = 127\cdot\frac{2}{3}\cdot\frac{4{,}8\,v - \frac{l^2}{8}}{3\,b\,\eta_{IV} - h} = \frac{406{,}4\,v - 10{,}6\,l^2}{3\,b\,\eta_{IV} - h}. \tag{14}$$

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 53, S. 643, linke Spalte unten.

Für eine Brücke mit einem Verbande in Obergurtebene mit $l = 20$ m; $h_w = 2{,}5$ m; $h = 2{,}0$ m ist nach (3)

$$3\,b\,\eta_{IV} = 3\,h_w$$

(Höhenlage der Obergurtung über der Verbandsebene $v = 0$); demnach ist die vorstehender Forderung entsprechende Höchstgeschwindigkeit unabhängig vom Krümmungshalbmesser des Gleises

$$v^2 = \frac{406{,}4\,v - 10{,}6 \cdot 20^2}{3 \cdot 2{,}5 - 2{,}0} = \text{rd. } 73{,}9\,v - 77{,}0$$

$$v = 61{,}4 \text{ km/Std.}$$

Bei anderen Grundgeschwindigkeiten ergeben sich wesentlich abweichende Werte für die günstigste Gleislage, z. B.:

Für $r = 200$ m, $v = 40$ km/Std. ist $\nu = 0{,}0630$; $f = \frac{20^2}{8 \cdot 200} = 0{,}25$ m; $d = 0{,}8 \cdot \frac{40}{200} = 0{,}16$ m, also

$$c = \frac{b}{2} - 0{,}160 - \frac{0{,}250}{6} + \frac{0{,}0630}{4}(3 \cdot 2{,}5 - 2{,}0) = \frac{b}{2} - 0{,}113 \text{ m}$$

$$\text{anstatt } c = \frac{b}{2} - \frac{0{,}250}{3} = \frac{b}{2} - 0{,}083 \text{ m},$$

d. h. das Gleis müßte zweckmäßig um 30 mm weiter nach der äußeren Tragwand gelegt werden, als nach der Vorschrift.

Für $r = 1000$ m, $v = 100$ km/Std. ist $\nu = 0{,}0787$; $f = \frac{20^2}{8 \cdot 1000} = 0{,}050$ m; $d = 0{,}8 \cdot \frac{1000}{100} = 0{,}08$ m, also

$$c = \frac{b}{2} - 0{,}080 - \frac{0{,}050}{6} + \frac{0{,}0787}{4}(3 \cdot 2{,}5 - 2{,}0) = \frac{b}{2} + 0{,}020 \text{ m}$$

$$\text{anstatt } c = \frac{b}{2} - \frac{0{,}050}{3} = \frac{b}{2} - 0{,}017 \text{ m},$$

d. h. das Gleis müßte zweckmäßig um 37 mm weiter nach der inneren Tragwand gelegt werden, als nach der Vorschrift.

Da in Übersicht I auf S. 21 (a. a. O.) die Werte für η_1 und $M'_o = M_p\,\nu\,\eta_1$ in der zweiten und vierten Zeile ebenfalls negativ eingesetzt werden müßten, ändern sich die darauf folgenden Zahlenwerte der Übersicht I und ebenso die daraus entwickelten Zahlenwerte in Abschnitt 8 auf S. 23. Weil aber der Grundgedanke der weiteren Ableitungen nicht beeinflußt wird, darf von einer Berichtigung dieser Zahlenwerte abgesehen werden. Dagegen werden nachstehend einige Druckfehler und nach vorstehenden Erörterungen nötige Änderungen mitgeteilt, deren Berichtigung bei Gebrauch des Buches zu empfehlen ist.

Berichtigungen im Buche (in der „Bautechnik" 1924).

Seite 9, Zeile 13 v. u. (Fußnote Seite 1) statt (Fußnote 1).

„ 9 (642), Abb. 9 ----- für $\beta_u = 2\,\beta_o$
——— für $\beta_u = 2\,\beta_o$.

„ 11 in Gl. 20 zweite Zeile $\dfrac{\beta_o + \beta_u + 2\,\beta_v}{\mathfrak{N}}$.

„ 17 (645) in Gl. 36

$$M_I \begin{cases} = M_i + {}^1/_2\,M'_I = \max M_i \text{ für } \eta_{IV} > \dfrac{h}{b} \\ = M_i + M'_I \quad = \max M_i \text{ für } \eta_{IV} < \dfrac{h}{b} \end{cases}$$

$$M_{II} = M_i + {}^1/_2\,M'_{II}$$

$$M_{III} \begin{cases} = M_a + M'_{III} \text{ für } \eta_{IV} > \dfrac{h}{b} \\ = M_a + {}^1/_2\,M'_{III} \text{ für } \eta_{IV} < \dfrac{h}{b} \end{cases}$$

$$M_{IV} = M_a + M'_{IV} = \max M_a.$$

„ 17 (645) in Gl. 37

$$\begin{cases} M_{II} \gtrless \varphi\,(M_i + {}^1/_2\,M'_{II}) \\ M_{III} \gtrless \varphi\,(M_a + {}^1/_2\,M'_{III}). \end{cases}$$

„ 18 u. 19 (645), Gl. 38 bis 49 sind durch die vorstehenden Gl. 5 bis 11 ersetzt.

„ 38, Zeile 15 bis 17 v. o. (Seite 652 rechts, Zeile 10 bis 12 v. o.):

$$c = \frac{b}{2} - d - \frac{f}{6} + \frac{\nu}{4}(3\,b\,\eta_{IV} - h), \text{ wenn } \eta_{IV} > \frac{h}{b}$$

$$c = \frac{b}{2} - d - \frac{f}{6} + \frac{\nu}{2}(2\,b\,\eta_{IV} - h), \text{ wenn } \eta_{IV} < \frac{h}{b}.$$

Vermischtes.

Entscheidung des Preisgerichts für den Spannungs- und Schwingungsmesser (Wettbewerb der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft).

A. Verzeichnis der zur Bewerbung zugelassenen Meßgeräte.

Es wurden eingereicht je ein Spannungsmesser von: 1. H. Honegger, Feinmechaniker in Corcelles (Schweiz) — Modell A. Meyer — 2. Rendel, Tritton & Palmer, London — Modell Fereday-Palmer — 3. Lehmann & Michels, Hamburg — Modell Dr. Geiger — 4. Dr. Reutlinger, techn. Physiker, Darmstadt — 5. H. Sürig, Bahnmeister a. D., Hannover,

und je ein Schwingungsmesser von: 1. Lehmann & Michels, Hamburg — Modell Dr. Geiger — 2. H. Maihak A.-G., Hamburg — 3. Dr. Reutlinger, techn. Physiker, Darmstadt, vereinigt mit dem oben bezeichneten Spannungsmesser — 4. H. Sürig, Bahnmeister a. D., Hannover, vereinigt mit dem oben bezeichneten Spannungsmesser — 5. Trüb, Täuber & Co., Zürich — Modell de Quervain —, insgesamt acht selbständige Meßgeräte.

B. Prüfung der Meßgeräte. Die Erfüllung der Bedingungen des Preisausschreibens wurde ermittelt hinsichtlich:

a) der Bauart und Handhabung,
b) der statischen und dynamischen Wirkung.

Hierzu wurden eingehende Versuche im Laboratorium mit einem eigens dazu geschaffenen Schütteltisch und praktische Erprobungen an einer eisernen Fachwerkbrücke unter dem Einfluß schwerer elektrischer Lokomotiven und einer beweglichen Einzellast vorgenommen.

Insbesondere wurde geprüft: Art der Aufzeichnung, Wetterschutz, Fernschalteinrichtung, Schreibverfahren, Freisein von Reibungswiderständen und Resonanzerscheinungen, Formtreue der Aufzeichnung, Anbringungsmöglichkeit an die Bauglieder, Handhabung und Bedienung.

C. Ergebnis der Prüfung. Das allgemeine Ergebnis der Prüfung war die Feststellung, daß die entscheidenden Anforderungen des Preisausschreibens von keinem der Apparate erfüllt wurden. Deshalb hat das Preisgericht den einstimmigen Beschluß gefaßt, keine Preise zu verteilen.

Das Preisgericht verkennt aber nicht, daß die Preisbewerber durch ihre Beteiligung am Preisausschreiben wesentliche Beiträge zur Weiterentwicklung der Brückenmeßtechnik geliefert haben.

In Anerkennung dieses Umstandes hat sich das Preisgericht entschlossen, entsprechend dem Werte der Arbeit für den technischen Fortschritt den Bewerbern Beträge in Gesamthöhe von 20 000 R.-M. zukommen zu lassen. Den Restbetrag der Ausschreibung von 13 000 R.-M. empfiehlt das Preisgericht, zur Verbesserung und zum Ankauf geeigneter Meßgeräte zu verwenden.

Von dem Betrage von 20 000 R.-M. sind zuerkannt worden: dem Spannungsmesser der Firma Rendel, Tritton & Palmer, London — Modell Fereday-Palmer — 4000 R.-M.; dem Spannungsmesser der Firma Lehmann & Michels, Hamburg — Modell Dr. Geiger — 3000 R.-M.; dem Spannungsmesser der Firma H. Honegger, Corcelles (Schweiz) — Modell A. Meyer — 3000 R.-M.; dem Schwingungsmesser der Firma Lehmann & Michels, Hamburg — Modell Dr. Geiger — 3000 R.-M.; dem Schwingungsmesser der Firma H. Maihak A.-G., Hamburg, 3000 R.-M.; dem vereinigten Spannungs- und Schwingungsmesser von Dr. Reutlinger, Darmstadt, 1500 R.-M.; dem vereinigten Spannungs- und Schwingungsmesser von H. Sürig, Hannover, 1500 R.-M. und dem Schwingungsmesser der Firma Trüb, Täuber & Co., Zürich — Modell de Quervain — 1000 R.-M.

D. Veröffentlichung der Prüfverfahren und Ausstellung der Apparate. Ausführliche Veröffentlichungen über die unter B aufgeführten Prüfverfahren bleiben vorbehalten. Die eingereichten Meßgeräte werden in der Zeit vom 10. bis 18. Januar 1927 im Eisenbahn-Zentralamt wochentags von 10 bis 3 Uhr, Sonntags von 10 bis 1 Uhr im Zimmer Nr. 129 ausgestellt werden.

gez. Dr. Zimmermann. gez. Dr. Gehler. gez. Bühler.
gez. Dr. Saller. gez. Hülsenkamp.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 5. Januar erschienene Heft 1 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Reg.-Baumeister a. D. Wilh. Lohrmann: Hochhaus Salvo in Montevideo. — Kohlenwäsche der Zeche Minister Stein in Dortmund-Eving. — Oberbaurat Ing. Spindel: Frühhochfester Zement und Beton. — Prof. H. Spangenberg: Die Zugfestigkeit des Zementes und ihre bautechnische Bedeutung, insbesondere für die Verwendung der hochwertigen Zemente. — Die Eisenbeton-Überbauten der Gartzer Brücke, ihr Verhalten beim Einsturz und ihre weitere Verwendung.

Technische Hochschule Braunschweig. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Dipl.-Ing. Hermann Bachstein in Berlin, in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Förderung der deutschen Technik im Auslande.

Technische Hochschule Danzig. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Eisenbahndirektionspräsidenten a. D. Wirklichen Geheimen Oberbaurat Christian Hoeft aus Riesenburg (Westpreußen), in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um das deutsche Eisenbahnwesen.

Die Funktürme in Berlin-Adlershof. Für die Zwecke des Berliner Polizeipräsidiums sind im Jahre 1926 in Berlin-Adlershof zwei Funktürme von je 110 m Höhe nach Abb. 1 errichtet worden. Als Spitzenzug sind in der statischen Berechnung 1000 kg in Rechnung gesetzt. Für die Windbelastung sind $200 + 100 = 300$ kg/m², gleichmäßig verteilt auf die wirklich getroffene Fläche angenommen. Die Höchstbeanspruchung der Türme in St 37 ist wie bei sämtlichen vom Verfasser geprüften Funktürmen auf 1400 kg/cm² festgesetzt worden.

In statischer Hinsicht sind die Türme als Träger auf elastisch senkbaren Stützen untersucht, wobei auch der Einfluß der Temperatur in den Seilen

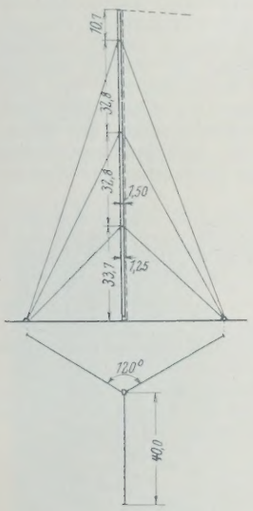


Abb. 1.

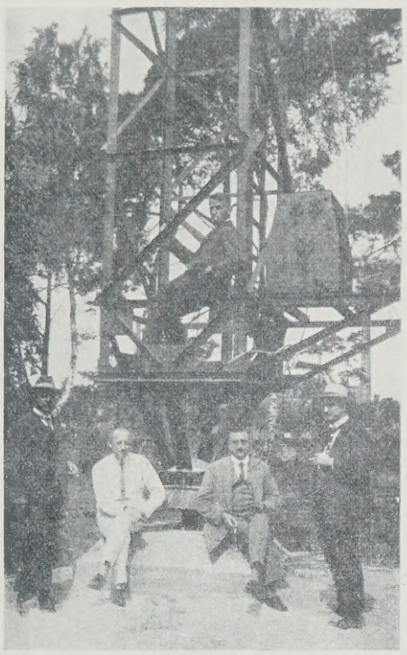


Abb. 2.

und die Eisbelastung berücksichtigt ist. Für die Verankerung wurden Stahlseile von 17 mm, 20 mm und 26 mm ⌀ mit 180 kg/mm² Bruchfestigkeit verwendet. Ihre Höchstbeanspruchung durfte rd. 60 kg/mm² betragen, d. h. es wurde die dreifache Sicherheit gefordert.

Um eine Verdrehung des Turmes möglichst zu vermeiden, wurden die Ankerseile mittig angreifend zum Turm angeordnet; ein vollwandiges Blech, verstärkt durch ⊏-Eisen, erfüllte diesen Zweck. Im allgemeinen sind auch sonst die preußischen Bestimmungen vom 25. Februar 1925 beachtet worden, und zwar ist auch bei den Füllstäben der außermittige Kraftangriff berücksichtigt, weil er eine Spannungserhöhung von rd. 30 bis 50 % verursacht, die sicherlich nicht vernachlässigt werden durfte. Der Schlankheitsgrad λ durfte 150 nicht überschreiten im Gegensatz zu den neuen im Entwurf bestehenden Vorschriften für Freileitungsmaste bei Starkstromkreuzungen, die sogar $\lambda = 200$ vorsehen, was bei größeren Masten von etwa 25 m Höhe ab bedenklich erscheint.

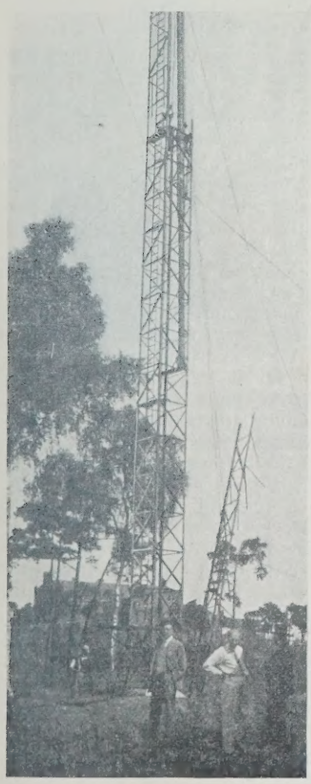


Abb. 3.

Der Mastfuß, der aus Abb. 2 ersichtlich ist, ruht auf einer Kalotte mit einem Durchmesser von 150 mm und wird mit rd. 250 kg/cm² beansprucht. Der Porzellandruckkörper, der mit 44,1 t belastet wird, weist bei einer Beanspruchung von 267 kg/cm² eine 16,8fache Bruchsicherheit auf. Zur Isolierung der Ankerseile wurden Ei-Isolatoren mit $F = 117{,}5$ cm² Querschnitt verwendet; sie haben im ungünstigsten Falle eine 3,6fache Sicherheit gegen Bruch.

Die Fundamente für die Ankerseile wurden so bemessen, daß eine zweifache Sicherheit gegen Abheben nachgewiesen werden konnte, wobei nur die auf der Fundamentgrundplatte senkrecht ruhende Erdlast ohne Berücksichtigung der Reibung in Ansatz gebracht werden durfte. Hierbei wurde von der bei den Fundamenten für Kreuzungsmaste üblichen Berechnungsweise insofern abgewichen, als nicht auch noch die gegen die Senkrechten unter 30° lagernde Erde zu der zweifachen Sicherheit hinzugezogen wurde, um auf diese Weise der Verschiedenheit der Bodenarten, ihrer Lagerung usw. in jeder Hinsicht zugunsten der Sicherheit Rechnung zu tragen. Ferner wurde noch aus dem Grunde abgewichen, weil die Voraussetzungen, die an die Versuchsergebnisse bei 10 m hohen Masten gebunden sind, für die hohen Gittermaste durchaus nicht mehr zutreffen.

Die Montage, die in Abb. 3 festgehalten ist, ging bei der bewährten Leitung und bei den zweckmäßigen technischen Vorkehrungen der ausführenden Firma glatt vonstatten, so daß die ihr gesetzte Frist erheblich unterschritten werden konnte. Die Abnahme dieser Anlage, wie auch diejenige der freistehenden Funktürme in Lindenberg i. d. Mark, hat zu keinerlei Beanstandungen Anlaß gegeben, vielmehr mußte lobend hervorgehoben werden, daß auch bei dieser Ausführung die Unternehmerin ihre reichen Erfahrungen voll auswirken ließ, die sie in der Herstellung von Funktürmen im In- und Auslande, z. B. Kanton (China), Stuttgart, Köln usw., und im Bau der größten Kreuzungsmaste für Starkstromleitungen seit 50 Jahren aufzuweisen hat. Auf solide Bauweise derartiger Anlagen muß schon deshalb gesehen werden, weil Bauwerke, deren Standsicherheit allein durch Ankerseile begründet ist, wie Funktürme usw., nach dem Erlaß des Ministers für Volkswohlfahrt vom 11. November 1926 — IIa. Nr. 468 — eine Gefahr für die Menschen bedeuten. Die Ausführung der Türme in Adlershof hatte die Firma C. H. Jucho, Abteilung Hamm, übernommen.

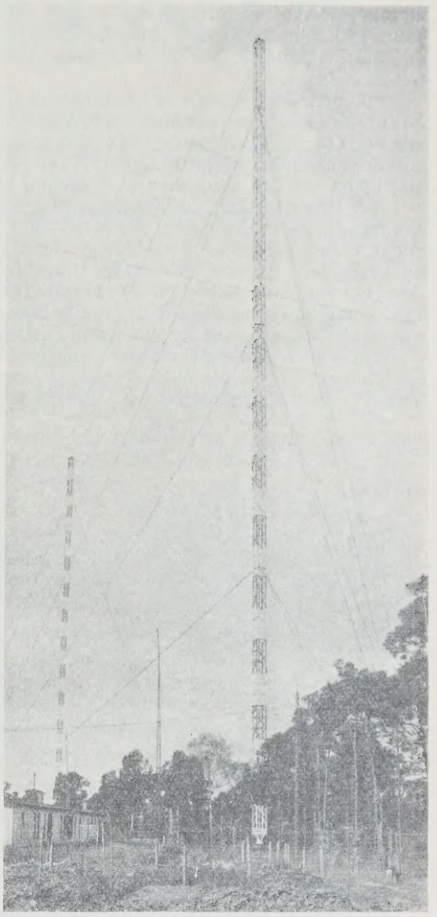


Abb. 4.

Auf Grund der Vereinbarungen für den internationalen Flugverkehr sind die Türme abwechselnd weiß und rot, wie auch Abb. 4 zeigt, angestrichen, nachdem sie vorher mit einem doppelten Farbanstrich versehen waren. Ferner ist beabsichtigt, die Funktürme mit einem Leuchtfeuer zu versehen, damit sie auch als Signalmaste den Fliegern dienen können.

Aus den mehrfachen Prüfungen von Funktürmen in Eisen und Holz hat der Verfasser ersehen, daß einheitliche Grundsätze für die Ausführung befolgt werden müssen, auch wenn die Prüfung von privater Seite aus geschieht, damit das Unterbieten durch Unternehmer, die geringere Sicherheiten vertreten zu können glauben, ausgeschaltet wird. Zweifache Sicherheit der Fundamente gegen Abheben, wie oben skizziert, dreifache Sicherheit in den Seilen bei Berücksichtigung der Temperatur und der Eisbelastung, Beanspruchung des Eisens 1400 kg/cm², außermittiger Kraftangriff bei den einteiligen Füllstäben und Windbelastung $w = 200$ kg/m² wären die grundsätzlichen Forderungen, abgesehen davon, daß der Einfluß des Winddruckes auf derartige Bauwerke noch weiter theoretisch und praktisch zu untersuchen ist. Reg.-Bmstr. Gießbach.

Über die Allegheny-Brücken in Pittsburgh hat „Die Bautechnik" 1925, Heft 21, bereits das Wichtigste hinsichtlich des Entwurfs gebracht. Nachdem nun am 17. Juni 1926 nach einer Montagedauer von über elf Monaten als erste die Brücke im Zuge der 7. Straße dem Verkehr übergeben worden ist und inzwischen auch die Brücke in der 9. Straße (s. Abb. 1 rechts) vollendet sein dürfte, mögen nach Eng. News-Rec. vom 23. September 1926 einige Angaben über den Zusammenbau der Brücken folgen.

Für diesen kamen drei Verfahren in Frage: Erstens konnte man eine vorläufige Verankerung der Hängebrücke bis zur Vollendung des Versteifungsträgers vorsehen. Wegen des beschränkten Raumes und des schlechten Baugrundes, vor allem aber im Hinblick auf die Bauzeit sah man hiervon jedoch ab.

Die ferner in Betracht kommende Errichtung eines Lehrgerüstes schied wegen der dadurch bedingten Behinderung der Schiffahrt aus, auch wäre dadurch der Bau der Brücken ebenfalls um sechs Monate verzögert worden.

Die dritte Möglichkeit des Zusammenbaues war der freie Vorbau als Kragträger; dies verlangte weder eine vorläufige Verankerung der Kabel noch Rücksicht auf Schiffahrt und Hochwasser und kam auch zur Aus-

führung, da die American Bridge Co. sie in ihrem Angebot vorgeschlagen hatte und auf dieses den Zuschlag erhielt. Von der Bauherrschaft war nur die Freihaltung des Schiffsverkehrs und Einhaltung bestimmter Bauzeiten verlangt.

Für den Bauvorgang, der von beiden Ufern aus gleichzeitig nach der Mitte zu geschah, sei auf Abb. 2 verwiesen und bemerkt, daß im folgenden mit O_0, O_1, O_2, U_0, U_1 usw. stets die Knotenpunkte in Ober- und Untergurt auf der südlichen (Pittsburgher) Hälfte, mit O_0', O_1', O_2', U_0', U_1' usw. diejenigen auf der nördlichen (Allegheny-) Hälfte bezeichnet sind.

Zur Unterstützung der Knotenpunkte 1 bis 9 wurden starke hölzerne, eisenbeschlagene Pfahljoche gerammt, und zwar wurden diejenigen bei Punkt 4 und 7 besonders fest gegen Hochwasserangriffe ausgebildet, da sie nach dem Ausbau der übrigen bis zuletzt stehenzubleiben hatten. Das gesamte Material bis auf das für die Landöffnungen wurde in Kähnen an Ort und Stelle gefahren und unmittelbar aus diesen verbaut, und zwar wurde mittels eines auf Schienen dem Fortschritte der Brücke entsprechend vorrückenden 100-t-Lokomotivkrans zunächst die Fahrbahnkonstruktion bis Knotenpunkt L_{10} hergestellt; alsdann wurden Versteifungsträger, Hängestangen und die Augenstäbe der Aufhängung eingebaut. Nun wurde das

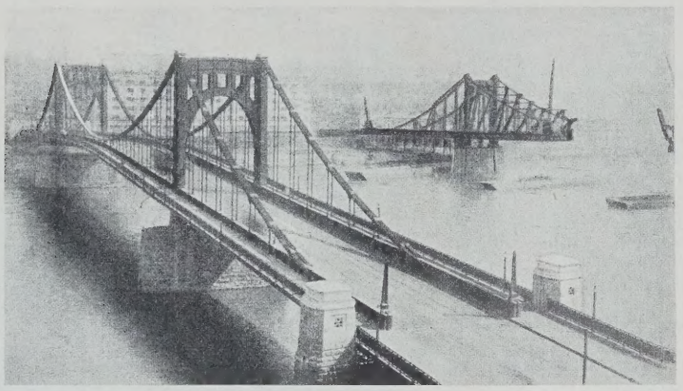


Abb. 1.

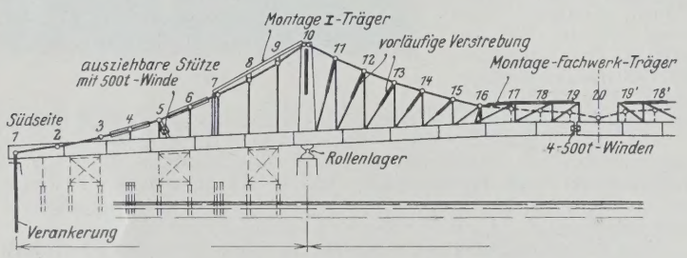


Abb. 2.

Ganze in die richtige Höhe gewunden, worauf die endgültigen Anschlüsse hergestellt wurden. Das Fundament der Hängetürme war bereits früher ausgeführt; jetzt wurden die letzteren aufgestellt und durch auswechselbare, am Untergurt der Versteifungsträger lösbar befestigte Stäbe verankert. Alsdann wurden Augenstäbe und Hängestangen bis Knotenpunkt 3 in die endgültige Lage gebracht, von Punkt O_3 bis O_5 und von O_5 bis O_7 die Augenstäbe eingehängt und die Zwischenpunkte O_4 und O_6 gemäß der Abbildung durch I-Schienen gehalten, während die Punkte O_5 und O_7 durch besondere Steifen gestützt wurden. Ähnlich wie bei O_7 wurden auch die Augenstäbe zwischen O_7 und O_{10} durch einen I-Träger gehalten, der bei Knotenpunkt O_7 und auf dem Turm abgestützt war und an beiden Zwischenpunkten O_8 und O_9 die Hängestangen trug.

Damit die beiden Hälften des aus einzelnen Augenstäben laschenförmig zusammengesetzten Kabels in der Mitte bei Punkt 20 zusammengeschlossen werden konnten, wurde die Aufhängung an den Punkten U_4 bis U_6 sowie U_{17} und U'_{17} einstweilen nicht angeschlossen und der Abstand zwischen den beiden noch nicht endgültig aufgestellten Hängetürmen vorübergehend um etwa 30 cm verringert. Das wurde dadurch erreicht, daß man von vornherein, schon beim Anschluß von Punkt U_0, um jene 30 cm vor die endgültige Ordinate vorrückte, das Rollenlager bei Punkt 10 in eine dieser Verschiebung entsprechende geneigte Lage brachte und vorläufig festkeilte. Die entsprechenden Tragteile auf der Nordhälfte wurden jedoch von vornherein in ihrer endgültigen Lage aufgestellt, da dort je ein festes Lager unter dem Turm vorhanden war. Trotz dieser Maßnahmen war der Zusammenschluß bei Punkt 20 schwierig wegen der Länge der einzelnen Konstruktionsglieder und weil der auskragende Brückenteil um etwa 4 % aus der Richtung hing.

Bei Punkt 5 trug — mit einer 500-t-Winde verbunden — eine ausziehbare und senkrecht zur Tangente der Hängelinie aufgestellte Steife die Aufhängung, um etwaige Nebenspannungen im Kragarm der Brücke beim Herunterziehen des Turmes auszuschalten, das Emporgehen von Punkt U_{19} beim endgültigen Zusammenschluß zu verhindern und den Anschluß der Hängestangen an den Punkten U_4 bis U_6 zu ermöglichen.

Der nächste Teil der Brücken von Punkt 10 bis 19 wurde wie ein gewöhnlicher Kragträger vorgebaut, wobei in den Feldern 10—11 bis 15—16 einschließlich vorläufige Querstreben vorgesehen waren; diese hatten am oberen Ende Ausschnitte, die in den Bolzen am Außenende der Augenstäbe griffen, und waren am unteren Ende vorläufig und lösbar mit dem Versteifungsträger verbunden. Die beim Aufbau entstehenden Beanspruchungen entsprachen zwar den endgültigen, es war jedoch erforderlich, den Querschnitt der Aufhängung bei 11 zu verstärken.

Da von Punkt 17 an die Neigung der vorläufigen Steifen zu flach geworden wäre, wurde für den Zusammenbau dieses Brückenabschnittes ein Fachwerkbalken als besonderer, zweiter Kragarm bei Punkt 16 angeschlossen, von dem aus die letzten Felder bis Punkt 19 bezw. 19' montiert werden konnten.

Der Sollabstand zwischen diesen beiden beträgt 11,23 m; der wirkliche — da Punkt 19 wie alle der südlichen Hälfte ja um 30 cm nach der Mitte zu verschoben war — 10,93 m. Das Trägerstück 19—19' wurde während der Zeit des Anschließens an die Aufhängung durch den Montage-Kragträger getragen; es war 10,88 m lang hergestellt, also einschließlich eines Spielraums von 5 cm zunächst ein Zwischenraum von 35 gelassen. Je vier 500-t-Winden waren im Ober- und Untergurt so aufgestellt, daß ihre vereinte Kraft im Schwerpunkte des Versteifungsträgers angriff. Sobald dieser an Ort und Stelle war, wurden gleichzeitig die Winden und die Keilvorrichtung am Rollenlager bei Punkt 10 fortgenommen, die Verbindungsbolzen bei Punkt 20 eingesetzt und damit die Aufhängung ohne jede erhebliche Spannung vollendet. Jetzt wurden zunächst die Bolzen am unteren Ende der Hängestangen bei Punkt U_{17} und U'_{17}, im Anschluß daran diejenigen bei U_4, U_5 und U_6 sowie den entsprechenden Punkten der anderen Brückenhälfte eingebracht.

Hierbei trat zuerst bei den Winden des Untergurts einige Spannung auf, man begann also mit dem Anziehen der Winden, das aus dem auskragenden ein aufgehängtes Tragwerk machen sollte. Die Vorkehrungen waren so genau getroffen, daß beim weiteren Hochwinden die Mitte der Fahrbahnkonstruktion senkrecht hochging und die südliche Brückenhälfte gleichzeitig in die richtige Höhe kam.

Als die Beanspruchung bei den Winden die im Tragwerk aus Eigenlast und Gewicht des Montagegeräts vorhandene erreichte, wurden die Querstreben im bisherigen Kragteil von selbst spannungslos und die Brücke tatsächlich eine Hängebrücke. Nunmehr wurde das 35 cm lange Schlußstück in den Versteifungsträgern eingesetzt und die Winden entfernt. Ki.

Zuschriften an die Schriftleitung.

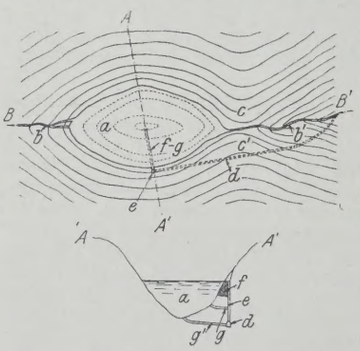
Zur Frage der Eisabführung an Wehren. Herr Prof. Dr.-Ing. H. Kulka, der vor dem Erscheinen des unter der genannten Überschrift in der „Bautechnik" 1926, Heft 55, S. 835, veröffentlichten Aufsatzes von Herrn Oberbaurat Geisse, Hannover, keine Gelegenheit hatte, sich zu dessen Ausführungen zu äußern, bittet uns mitzuteilen, daß eine eingehende Würdigung aller einschlägigen Fragen sich in seinem demnächst im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, erscheinenden Werke über „Eisenwasserbau" findet, daß er sich aber vorbehält, auf die von Geisse behandelten Punkte auch in der „Bautechnik" zurückzukommen.

Die Schriftleitung.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Verfahren und Einrichtung zur Gewinnung von Stauraum für die Wasseraufspeicherung in einem mit Schwemmstoffen angefüllten Becken (Kl. 84a, Nr. 428625 vom 26. 3. 1925 von Alexis Oukhtomsky in Basel, Schweiz). Zur Gewinnung des erforderlichen Stauraums werden die Schwemmstoffe des Beckens mittels eines besonderen Verfahrens aus dem Becken entfernt. Zu diesem Zwecke wird der natürliche oder künstliche Abfluß des Beckens allmählich tiefer gelegt, wobei durch die erhöhte Auswaschungstätigkeit der durchfließenden Gewässer die Schwemmstoffe weggespült werden und dem Becken sein ursprünglicher zur Wasseraufspeicherung verfügbarer Inhalt ganz oder teilweise wiedergegeben wird. Die Auswaschungstätigkeit der das Becken durchfließenden Gewässer wird durch Erniedrigung des natürlichen Beckenabflusses erreicht, die sich durch die verschiedensten Mittel, z. B. durch Aufschlitzen des das Becken abdämmenden Riegels, bewirken läßt. Das Becken *a*, das durch den Riegel *c* entstanden ist, wird vom Bach *b*, b_1 durchflossen; die Schwemmstoffe werden durch den tiefliegenden Stollen *d* und den Ablaufschacht *e* entfernt.



INHALT: Die „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke (BH)" der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. — Die Kanalisierung des Mains und die Einführung der Walzenwehre. — Versuche über das Widerstandsmoment eiserner Spundbohlen Bauart Larssen mit zusammengepreßtem Schloß. — Die Wirkung wagerechter Kräfte bei eisernen Brücken. — Vermischtes: Entscheidung des Preisgerichts für den Spannungs- und Schwingungsmesser (Wettbewerb der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft). — Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Technische Hochschule Braunschweig. — Technische Hochschule Danzig. — Funktürme in Berlin-Adlershof. — Allegheny-Brücken in Pittsburgh. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 14. Januar 1927 Heft 3

Wiederherstellungsarbeiten einer Beton-Straßenbrücke über zwei Eisenbahn-Hauptgleisen in Rosengarten bei Frankfurt a. d. O.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister **Hans Heinrich Müller,** Oberingenieur in Berlin-Halensee.

Anläßlich des am 26. Dezember 1925 stattgefundenen Dammrutsches bei Rosengarten nahe Frankfurt a. d. O. (Abb. 1)[1]), durch den die zweigleisige Hauptstrecke zwischen Berlin und Schlesien zeitweilig völlig gesperrt wurde, dürften Mitteilungen über eine erst kürzlich mitten in diesem Rutschungsgebiet liegende und daher verstärkte Betonbogenbrücke von Interesse sein.

Bei km 75,3 + 17 der Strecke Berlin—Frankfurt a. d. O. schneidet die zweigleisige Hauptbahn rd. 20 m tief das dortige Gelände an, das aus

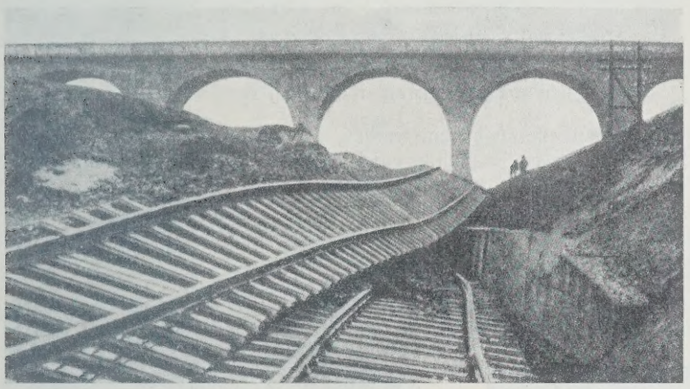


Abb. 1. Verschüttete zweigleisige Strecke vor der Brücke.

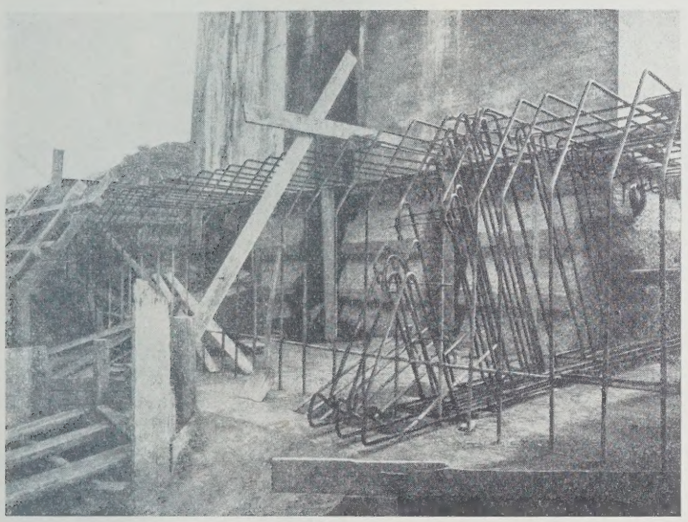


Abb. 3.
Bewehrung des Eisenbetonringkranzes.

von Süden nach Norden unter einem Winkel von 30° abfallenden Tonschichten unter darüber lagerndem Sand besteht, und wird von einer 100 m langen und 9 m breiten, aus vier Zweigelenkbogen bestehenden Betonstraßenbrücke gekreuzt (s. Abb. 12 u. 13).

An der Brückenbaustelle findet man am südlichen Landlager rd. 10 m unter Gelände bereits schwarzen Ton mit Sand, darunter mergelhaltigen Ton und in größeren Tiefen nur festen schwarzen Ton.

Nach der Ausführung des Bahneinschnittes sind an mehreren Stellen bei Rosengarten erhebliche Erdrutsche aufgetreten. Da auch dicht westlich und östlich vor und hinter der Brücke größere Rutschungen stattgefunden haben, ist die Brücke wie ein festes Bollwerk zwischen diesen einzelnen Rutschungen stehengeblieben.

[1]) Es handelt sich hier um den ersten Dammrutsch bei Rosengarten. Ein zweiter Rutsch hat bekanntlich im November 1926 stattgefunden (vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 55, S. 843). Die Schriftleitung.

Die alte Betonbrücke wurde im Jahre 1912 als Zweigelenkbogenbrücke aus reinem Stampfbeton hergestellt und im Juli 1913 in Betrieb genommen.

Im Jahre 1923 zeigten sich plötzlich an den Bogen der beiden südlichen Öffnungen über die ganze Brückenbreite durchgehende Risse. In der Scheitelfuge waren die Risse 1,5 cm breit und setzten sich durch die Stirnmauern bis zu 4 cm Breite fort. Beachtenswert war, daß diese Risse sich in den alten Arbeitsfugen zwischen den einzelnen rd. 2,60 m breiten

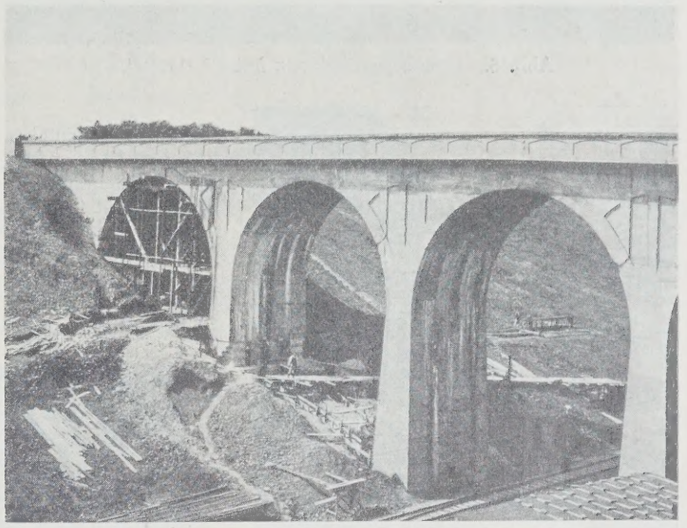


Abb. 2. Ansicht von Frankfurt a. d. Oder aus.

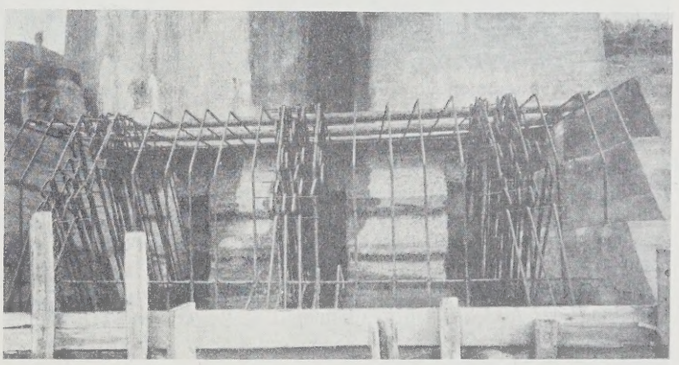


Abb. 4. Bewehrung der Unterzüge und Verzahnung des Eisenbetonringkranzes.

Arbeitslamellen glatt herausgebildet hatten (s. Abb. 9), wodurch der Beweis erbracht sein dürfte, daß durch den gewählten Betonierungsvorgang ein einheitliches Betongewölbe nicht erzielt worden war.

Der Zustand der Brücke war gleich anfangs derart bedenklich, daß die aufsichtführende Behörde, das Eisenbahn-Betriebsamt Frankfurt a. d. O., zur Sicherung des Straßenverkehrs das beschädigte Betongewölbe durch ein starkes Lehrgerüst abfangen ließ (Abb. 2). Zur Beobachtung der voraussichtlich weiteren Bewegungen wurden Gipsbänder über die beschädigten Risse gelegt, es wurde jedoch eine Vergrößerung der Risse nach dem Einbau des Lehrgerüstes nicht mehr beobachtet.

Das Eisenbahn-Betriebsamt Frankfurt a. d. O. schrieb die Wiederherstellungsarbeiten im Frühjahr 1924 aus.

Die Allgemeine Bau-Aktiengesellschaft in Berlin, Spezialfirma für Eisenbeton-, Hoch- und Tiefbauten, wurde mit sämtlichen Wiederherstellungsarbeiten beauftragt, nachdem sie nach eingehender Prüfung der örtlichen Verhältnisse einen Sonderentwurf vorgelegt hatte, bei dem an den vor-

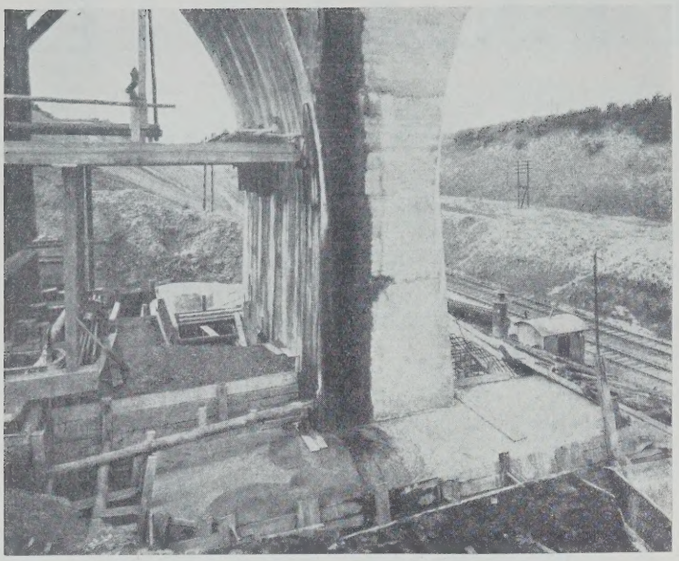


Abb. 5. Eisenbetonringkranz fertig betoniert.

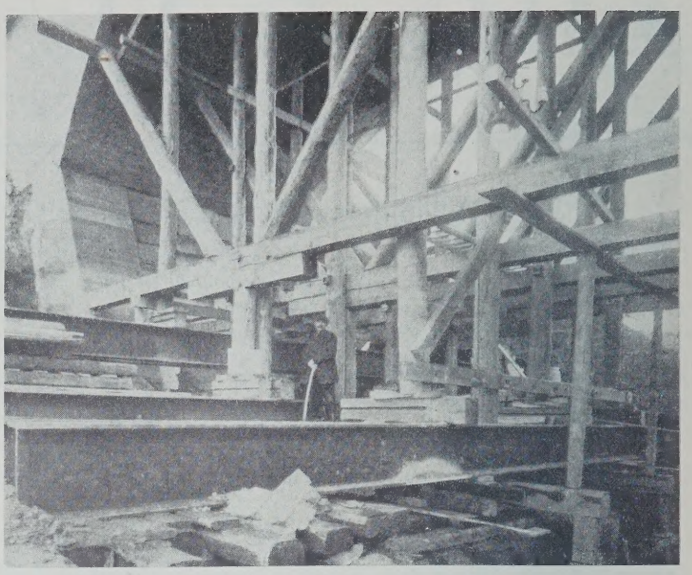


Abb. 6. Abfangung des Lehrgerüstes zur Ausführung der darunterliegenden Eisenbetonsteifbalken.

Abb. 7. Ausstemmen von Verzahnungen am südlichen Landlager.
(Siehe alte senkrechte Arbeitsfuge!)

handenen Verhältnissen der alten Brückenfundamente während des Baues nicht gerüttelt werden sollte (s. Abb. 12, 13, 14 u. 15).

Die Firma erkannte als Ursachen des Gewölbebruches sowohl dem alten Pfeilerfundament wurden die von der Allgemeinen Bau-Aktiengesellschaft nach langjährigen Erfahrungen erprobten ABA-Bohrpfähle bis auf den tragfähigen festen Baugrund, der bei den zu befürchtenden Rutschungen im Tongelände erst unter dem Gleisplanum anzutreffen war, hinabgeführt (Abb. 12). Über der unteren Fundamentplatte wurde der

Abb. 9. Bruchfuge freigestemmt vor Ausführung der Torkret-Dichtungsleisten.

Abb. 11. Risse an Gewölbestirnmauern der Innenseite werden austorkretiert.

eine Senkung des ersten südlichen Stützpfeilers I als auch eine wagerechte Verschiebung dieses Pfeilers nach den Gleisen zu infolge der unter Einwirkung von Sickerwässern sich talabwärts bewegenden Tonschichten. Die Konstruktion wurde derart gewählt, daß diese gefährlichen Kräfte einzeln aufgenommen wurden.

Für den vorliegenden Fall wurde die zweckmäßigste Lösung durch Anwendung der ABA-Spezial-Bohrpfähle, D. R. P., erreicht. Dicht neben 2,70 m breite Pfeiler an fünf Stellen durchgestemmt und durch fünf je 0,40 m breite und 2,10 m hohe Eisenbetonunterzüge abgefangen (Abb. 4). Durch diese Unterzüge wurde die ganze Pfeilerlast über Eisenbetonbankette auf 37 ABA-Bohrpfähle übertragen, die kranzförmig um den

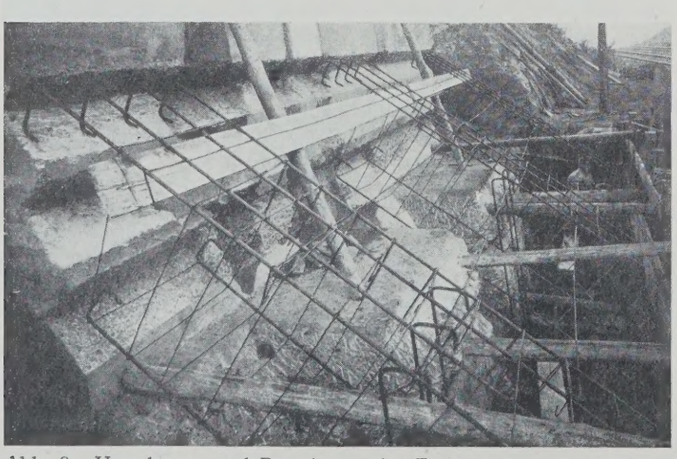


Abb. 8. Verzahnung und Bewehrung des Fundamentes von Pfeiler II.

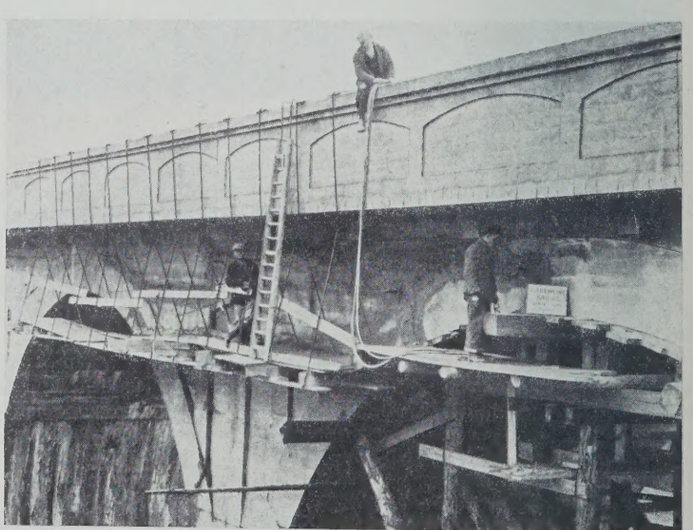


Abb. 10. Injektieren der Stirnflächen mit Preßzement.

ganzen Pfeiler herumgesetzt wurden. Zur Erzielung eines besseren Zusammenhaltens wurden die fünf Unterzüge in einem durchlaufenden 3,50 m hohen Eisenbetonringkranz, der mit dem Pfeiler kräftig verzahnt wurde, zusammengefaßt (Abb. 3 u. 5).

Da während des Bauvorganges unter dem alten Pfeilerfundament kein gewachsener Boden ausgeschachtet wurde, bedeutet die neue Unterfangung eine erhöhte Sicherheit gegen Senkung.

Gegen die Schubwirkung später etwa zu befürchtender neuer Bergrutsche wurden drei Eisenbetonschrägbalken zwischen dem gefährdeten Pfeiler I und Pfeiler II eingezogen. Zur sicheren Weiterleitung dieser gefährlichen Seitenschübe bis auf feste Stützpunkte wurden auch noch die beiden höchsten Pfeiler II u. III während des Zugbetriebes unter den Gleisen durch je drei Eisenbetonbalken abgesteift (Abb. 12). Diese Balken unter den Gleisen sind zur Sicherung gegen etwaigen Erdauftrieb bei eintretenden Erdrutschen derart konstruiert worden, daß sie gelenkig gegen konsolartige Verbreiterungen der Pfeilerfundamente auflagern (Abb. 8).

Es hatte sich ferner während des Baues gezeigt, daß die bestehende alte Fahrbahnentwässerung ihren Zweck nicht mehr erfüllte. Die Fahrbahnoberfläche wurde bei der alten Brücke durch je vier in der Straßenmitte angebrachte Straßengullys durch die Gewölbezwickel nach den vier Pfeilern zu entwässert (Abb. 12). Nach Aufdeckung der gesamten Fahrbahnhinterfüllung wurde festgestellt, daß die Gullys außen vollständig verschlammt waren, ferner, daß die dicht unterhalb der Kämpfergelenke austretenden Entwässerungs-Tonrohre, die nicht geradlinig, sondern mit einem scharfen Knick aus der senkrechten Richtung in eine Neigung von 30° übergingen, durch Frostschäden zerstört waren. Das Wasser trat daher nicht mehr durch diese Entwässerungsrohre, sondern in der ganzen Länge durch die Kämpfergelenkfugen aus. Der Gips, mit dem die Kämpfergelenke satt ausgefugt waren, war derart ausgespült worden, daß die Pfeilerseitenflächen mit ausgelaugten Gips- und Kalkschichten bis zu 3 cm Stärke beschmutzt waren (vergl. Abb. 2).

Die Folge hiervon war, daß die Kämpfergelenke durch Frostsprengwirkung bereits an mehreren Stellen beschädigt waren, so daß größere bis zu 30 cm starke Gelenkstücke auf das Betriebsgleis herunterfielen. Man entschloß sich daher zu einer neuen Fahrbahnentwässerung und zu einem vollen Austorkretieren sämtlicher alten beschädigten Kämpfergelenkfugen, da man die Gelenkwirkung der alten Brückenbogen nach Setzung des Bauwerkes außer acht lassen durfte.

Abb. 12. Längsschnitt.

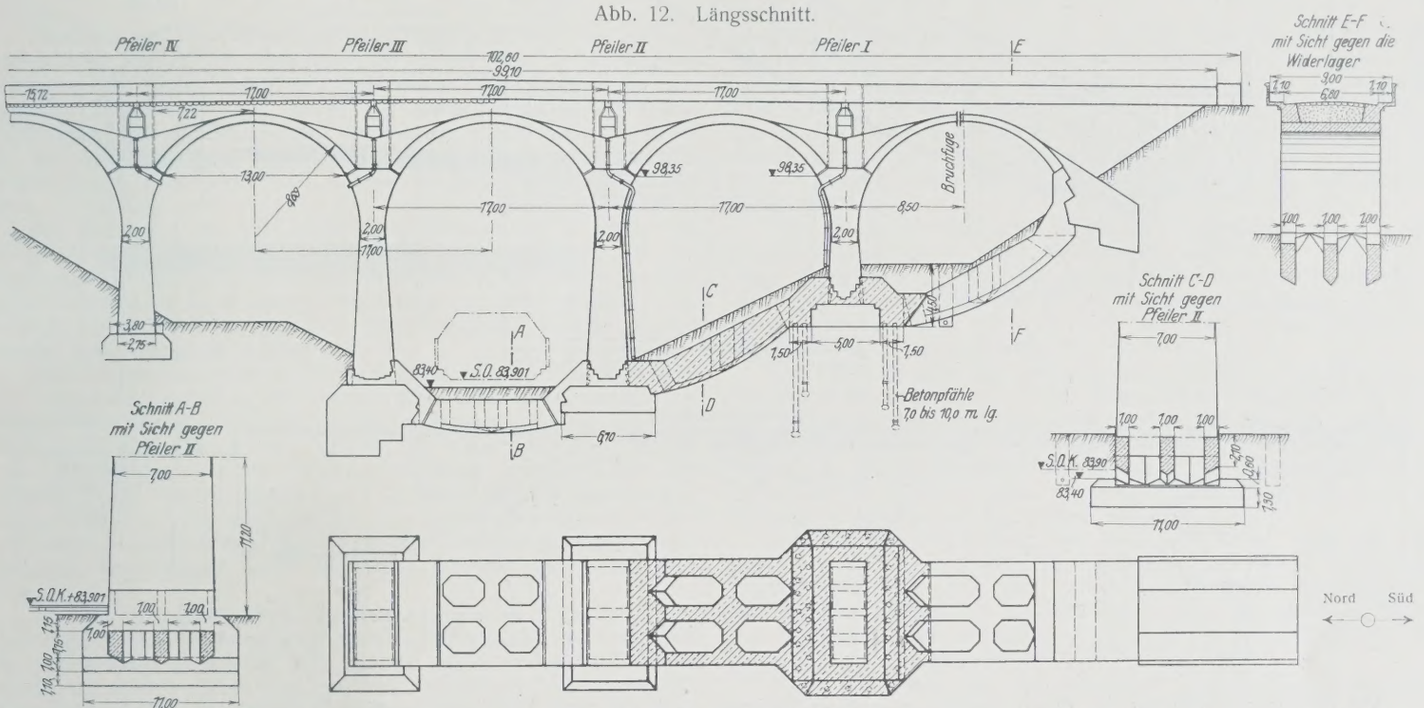


Abb. 13. Grundriß.

Da auch das südliche Landwiderlager gegen Abgleiten nicht gesichert war, wurde es ebenfalls durch drei schräge Absteifbalken gegen den darunterliegenden Pfeiler abgestützt (Abb. 12). Diese Arbeiten wurden unter dem bestehenden Lehrgerüst durch dessen Abfangen mit Differdinger Trägern ausgeführt (Abb. 6). Da ferner auch das Widerlager am Kämpfergelenk an der südlichen Landseite mangelhaft war, mußte es absatzweise unter Anwendung starker Verzahnungen nacheinander neu wiederhergestellt werden (Abb. 7).

Die Bauarbeiten wurden im Mai 1924 begonnen und konnten erst im Frühjahr 1925 beendet werden, da der Bauumfang die anfänglich bereitgestellten Geldmittel überschritt.

Nachdem der gesenkte Pfeiler vollständig unterfangen und seitlich abgesteift war, konnte erst an die Wiederherstellung der zerstörten Bogen herangegangen werden. Hierzu wurde der obere Gewölberücken nach Entfernung der darüberliegenden Fahrbahnhinterfüllung freigelegt. Es zeigte sich u. a., daß die Risse von der Gewölbeunterseite glatt durch die Scheitelarbeitsfuge bis zum oberen Gewölberücken durchliefen (Abb. 9). Es wurde dabei festgestellt, daß die darüberliegende dreifache Asphaltfilzpappisolierung, obwohl die Scheitelfuge etwa 1 cm klaffte, nicht gerissen war, ein guter Beweis für die Elastizität dieser Asphaltfilzpappisolierungen. Nach vollständiger Freilegung aller beschädigten Betonteile wurden die Risse mit Preßwasser und Preßluft gereinigt und unter Verwendung von Torkret- und Injektorapparaten wieder fest mit Zementmörtel geschlossen. Zunächst wurden alle mürben Kanten etwa 15 bis 30 cm tief mit Preßluft-Bohrhämmern abgestemmt und eine Betondichtungsleiste auf den Stirn- und unteren und oberen Gewölbeseiten antorkretiert (Abb. 10). Nach Erhärtung dieser Torkretleisten wurde durch vorher in Abständen von rd. 1 m eingebrachte Rohrstutzen Preßzement mit einem Spezialinjektor unter einem Druck bis zu 4 at eingepreßt, wodurch ein vollkommen dichter Fugenschluß der beschädigten Gewölbehälften erzielt wurde. Dasselbe Verfahren wurde zur Wiederherstellung der 4 cm breiten Risse in den Stirnmauern angewendet (Abb. 11).

Unter Berücksichtigung dieser besonderen Verhältnisse wurde eine neue Fahrbahn-Längsentwässerung dadurch ausgeführt, daß man eine durchgehende Eisenbetonplatte über die Gewölbezwickel spannte (Abb. 16). Über diese Platte wurde eine neue Kleinstein-Granitpflasterung in Zementmörtelverguß auf Magerbetonunterlage verlegt, so daß man bei einem Quergefälle von 1 : 40 und einem Längsgefälle von 1 : 100 die beste Gewähr dafür hatte, daß das Oberflächenwasser unmittelbar nach außen abgeführt wurde. Von einer besonderen Pappisolierung wurde hierbei zur Kostenersparung abgesehen. Über sämtlichen Gewölbescheiteln wurden ferner noch seitlich je zwei gußeiserne Wasserspeier angeordnet, um das Oberflächenwasser aus den Schnittgerinnen auf dem kürzesten Wege nach außen abzuführen. Durch einzelne Einsteigeschächte wurde die Möglichkeit gelassen, die Oberfläche des alten Gewölbes kontrollieren zu können. Die alten Entwässerungsrohre wurden im Bauwerke belassen und hatten nunmehr nur noch untergeordnete Bedeutung zur Abführung von Schwitzwasser.

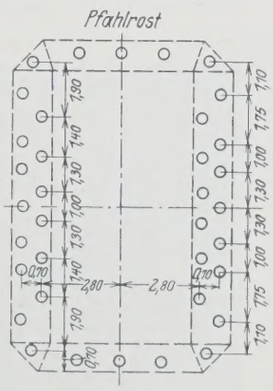


Abb. 14.

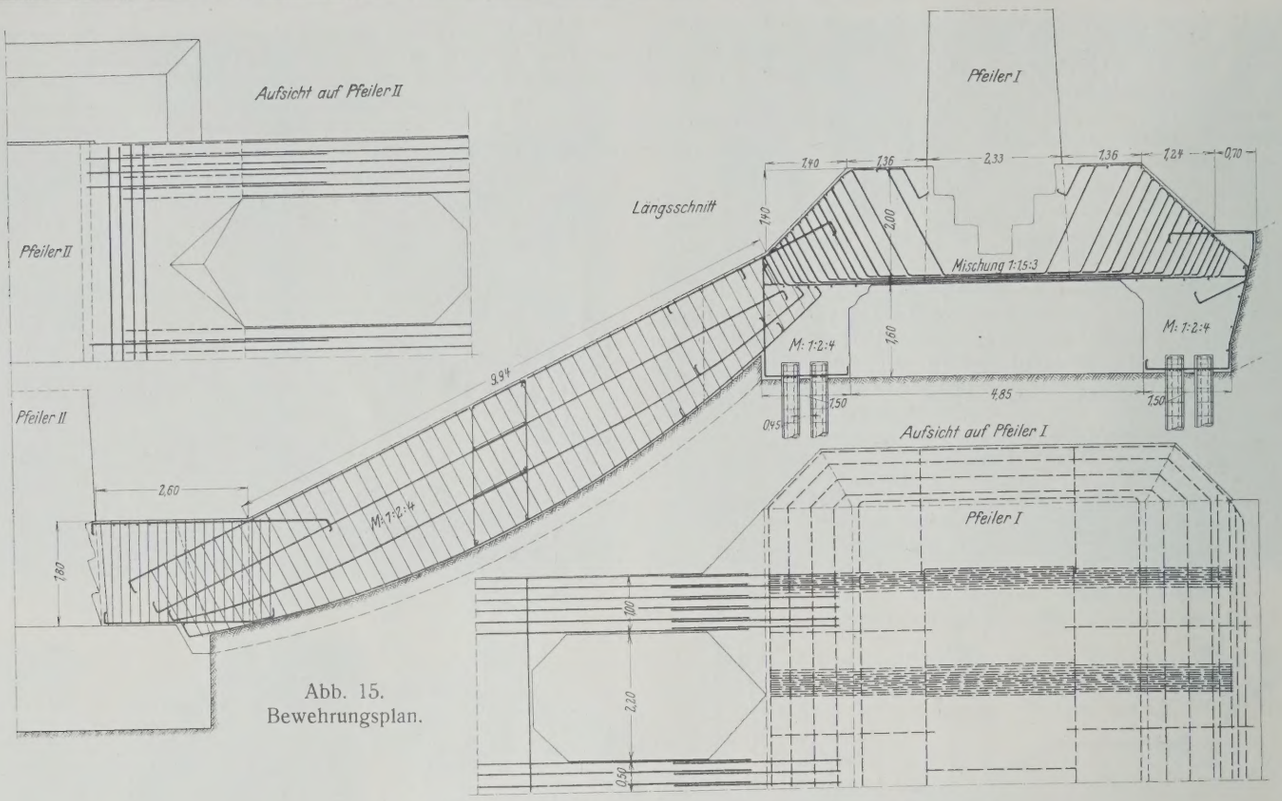


Abb. 15.
Bewehrungsplan.

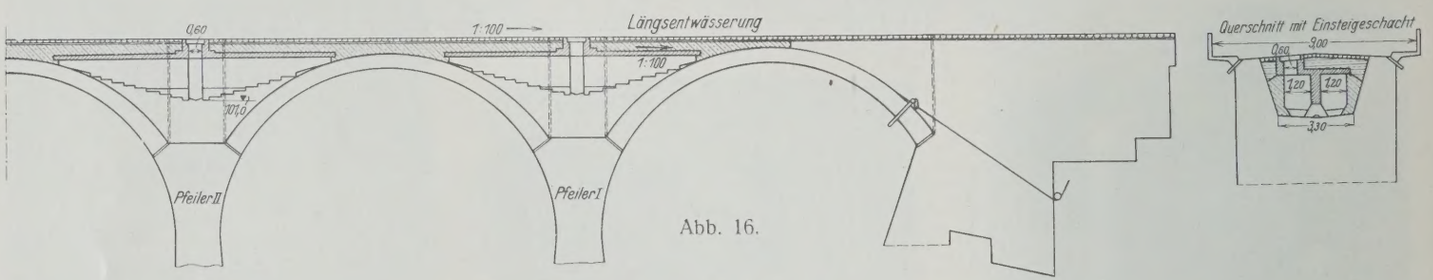


Abb. 16.

Die Dichtungsarbeiten auf der Brücke wurden bei völliger Sperrung des Straßenverkehrs ausgeführt. Durch Anwendung von schnellbindendem Portlandzement ließ sich die Bauzeit trotz dazwischen auftretender Frostperioden erheblich abkürzen. — Zum Schluß sei noch hervorgehoben, daß der große Dammrutsch am 26. Dezember 1925 nur bis dicht an die Brücke heranging, ohne daß bisher irgendwelche neue Zerstörungen an dem Bauwerke auftraten. Die verstärkte Brücke wirkte also wie ein Bollwerk, an dem der weitere Erdrutsch aufgehalten wurde.

Alle Rechte vorbehalten.

Schleusen ohne Umläufe.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. **Burkhardt,** Stuttgart.

Schleusenumläufe erschweren und verteuern einerseits die Ausführung, anderseits sind besondere Abschlußvorrichtungen mit maschineller Betätigung — neuerdings Zylinderschütze am Oberhaupt und Rollkeilschütze am Unterhaupt — erforderlich, die, weil sie ständig unter Wasser liegen, häufig Anlaß zu Betriebsstörungen geben. Dazu kommt nach den Erfahrungen an Schleusen mit höheren Gefällen, daß die Umläufe auch hydraulisch nicht befriedigen, was darauf zurückzuführen ist, daß die Umläufe nicht so gebaut sind, daß sie die bei höheren Gefällen auftretenden Erscheinungen ohne Nachteil aufnehmen bezw. ausgleichen können.

Bei der Gestaltung der fast nur noch zur Ausführung kommenden kurzen Umläufe, der sog. Kopfumläufe, ist auf Energievernichtung keine Rücksicht genommen. Nach Anordnung und Formgebung sind diese Umläufe nur Zuführungs- oder Abführungskanäle.

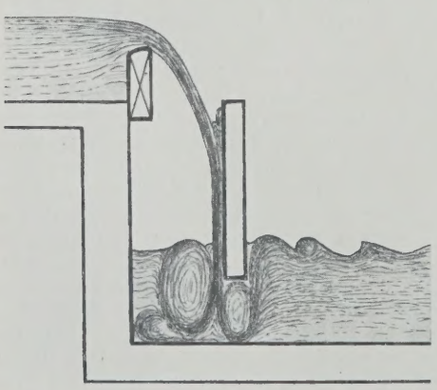


Abb. 1.

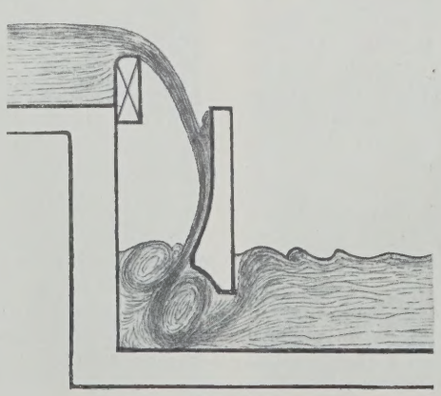


Abb. 2.

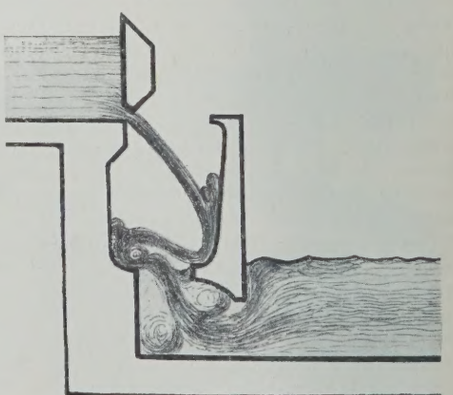


Abb. 3.

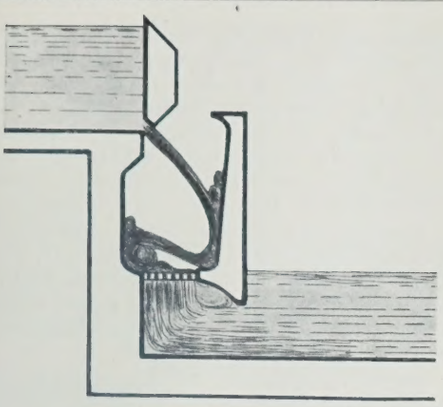


Abb. 4.

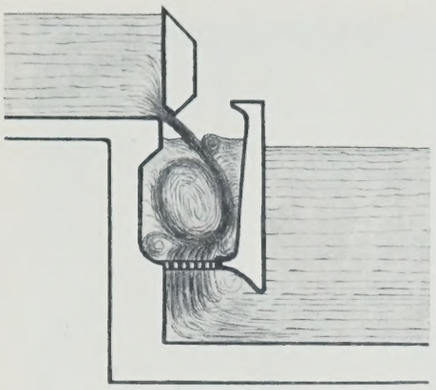


Abb. 5.

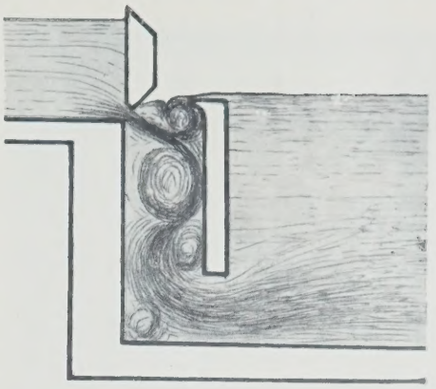


Abb. 6.

Am Oberhaupt findet die Energievernichtung beim Füllen der Schleuse hauptsächlich erst in der eigentlichen Schleusenkammer in Richtung der Schleusenachse hinter dem Oberdrempel beim Zusammenprall mit dem ruhenden Unterwasser statt. Durch die hierbei auftretenden Wirbelströmungen, die sich weit in die Schleuse hinein erstrecken und durch die der Schiffahrtbetrieb infolge der ausgelösten Sog- und Treibkräfte gefährdet wird, gehen etwa 8 bis 10 m an nutzbarer Schleusenlänge verloren.

Am Unterhaupt, wo die Schiffe in der Schleuse bei der Entleerung ruhiger liegen, wird die Energievernichtung unmittelbar unterhalb der Tore durch das Zusammenprallen der Wassermassen, die aus den einander gegenüberliegenden Ausmündungen der Umläufe der Schleuse ausströmen, versucht und teilweise auch bewirkt. Erfahrungsgemäß entstehen hierbei dauernd Zerstörungen an der Sohle.

Bei Schleusen mit kleinen Gefällen kann allerdings auf eine besondere Vorrichtung zur Vernichtung der bei der Füllung und Leerung der Kammer freiwerdenden Energie verzichtet werden; insbesondere können hier auch durch günstige Gestaltung des Auslaufs der Wasserzuführungsöffnungen wohl Verbesserungen in den Strömungsvorgängen erzielt werden. Bei Schleusen mit höheren Gefällen und größeren Betriebswassermengen wächst jedoch auch die lebendige Kraft des abstürzenden Wassers, so daß seine nachteiligen Wirkungen auf den gesamten Schleusungsvorgang durch besondere Vorrichtungen mehr als bisher schadlos abgeleitet werden müssen.

Bei der nachstehend beschriebenen umlauffreien Schleuse ist beabsichtigt, durch Weglassung der Umläufe im Oberhaupt und Unterhaupt den Bau und den Betrieb der Schleuse nicht nur zu vereinfachen und zu verbilligen, sondern durch Schaffung einer besonderen Vorrichtung, die die lebendige Kraft des Wassers vernichtet, noch ehe dieses im Oberhaupt vom Oberwasser her in die Schleuse eintritt, im Unterhaupt von der Schleuse in das Unterwasser abströmt, den Schleusungsvorgang zu verbessern.

I. Oberhaupt.

Das Füllen der Schleuse geschieht unmittelbar vom Oberwasserkanal aus durch Anheben oder Absenken des als Schütz ausgebildeten Torverschlusses. Für die Vernichtung der lebendigen Kraft des in die Schleusenkammer einströmenden Wassers ist eine geräumige Vorkammer, die durch Anordnung einer unten durchbrochenen Querwand zwischen dem Drempel und der eigentlichen Schleusenkammer gebildet wird, vorgesehen.

Nach dieser Idee wurden die in den Abb. 1 bis 6 dargestellten Versuche, deren Wirkungsweise durch Einzeichnung der Strömungsvorgänge kenntlich gemacht ist, durchgeführt. Hervorgehoben sei die fortschreitende Verbesserung des Wassereintritts durch die Anordnung von Ansätzen an der Querwand, durch die Abschrägung der Unterkante des Einlaufschützes und insbesondere durch die untere Umlenkung und den Einbau eines Rostes nach Abb. 4. Die ausgezeichnete Wirkung dieses abnehmbaren Rostes beruht auf zwei Ursachen. Einmal wird durch ihn ein neuer freier Wasserspiegel unmittelbar über dem Unterwasser erzeugt, so daß das Wasser mit erheblicher verminderter Gefällhöhe in die Kammer einströmt, sodann wird durch den Rost das Wasser geteilt und gezwungen, nach nochmaliger Abbremsung und Umlenkung mit nahezu gleichmäßiger Querschnittsgeschwindigkeit ruhig in die Schleusenkammer einzufließen. Die untere Umlenkung des Wassers und die Anordnung des Rostes sind auf die ruhige Lage des Schiffes von größtem Einfluß, weil dadurch der Vorgang der Energievernichtung und die hervorgerufenen Wirbelströmungen so gut wie ganz von dem Wasser in der Schleusenkammer ferngehalten werden und außerdem zu Beginn der Füllung eine Verzögerung im Abfluß zur Schleusenkammer hervorgerufen wird, wodurch die Schwallerscheinungen vermindert werden. Mit steigendem Wasserstande in der Schleuse hört die Wirkung des Rostes als Gefällteiler auf, die Energievernichtung vollzieht sich in den Wasserschichten darüber, seine beruhigende Wirkung auf den Abfluß bleibt aber bestehen (vergl. Abb. 5).

Von Belang ist noch jenes Stadium des Füllungsvorganges, wo der Kammerwasserspiegel in Höhe der Querwand angelangt ist. Wie Abb. 6 zeigt, gelingt es durch die Abschrägung der Schützunterkante und durch die Anordnung eines Ansatzes an der Querwand, das Wasser am Überspringen der Querwand zu verhindern und einen ruhigen Eintritt des Wassers in die Schleusenkammer zu erzielen.

Die ersten Versuche zur Erprobung des vorstehend skizzierten, neuen Vorschlages wurden mit einem betriebsfähigen Betonmodell im Maßstab 1 : 50 der Verhältnisse der Schleuse Ladenburg der Neckarkanalisierung mit 10 m Gefälle, 12 m Breite und 110 m Länge durchgeführt. Genauere Versuche fanden statt mit einem Modell im Maßstabe 1 : 20. Dabei waren in den Langseiten der beiden Modelle für die Beobachtung und Aufnahme der Strömungserscheinungen Glasscheiben eingebaut.

Zur unabhängigen Prüfung des neuen Vorschlages wurde noch ein größerer Versuch in dem Institut für Wasserkraftmaschinen der Technischen Hochschule zu Hannover von Prof. Dr.-Ing. Oesterlen durchgeführt. Für die Abmessungen der Versuchsanlage ergab sich durch die Masse des im Laboratorium vorhandenen Gerinnes ein Modellmaßstab 1 : 10 gegenüber den Verhältnissen der Schleuse Ladenburg.

Der Versuch ließ kurz zusammengefaßt folgende Stadien erkennen:

Stadium I: Beginn der Füllung. Heben der Schütze.

Das einströmende Wasser fällt gegen die Querwand der Vorkammer und wird unter Bildung einer Deckwalze nach unten abgelenkt. Am Boden bildet sich durch abermalige Ablenkung ein deutlich sichtbarer neuer Wasserspiegel. In der Vorkammer vollzieht sich die Energie-

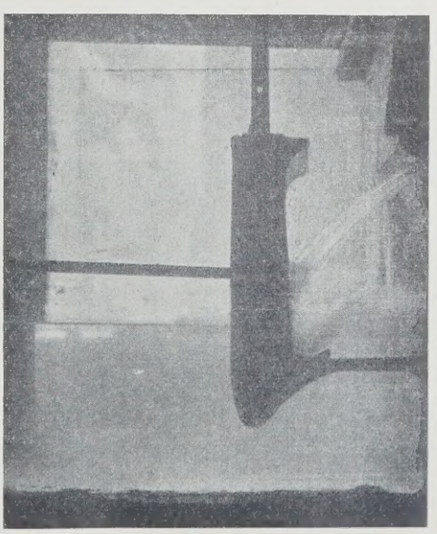


Abb. 7.

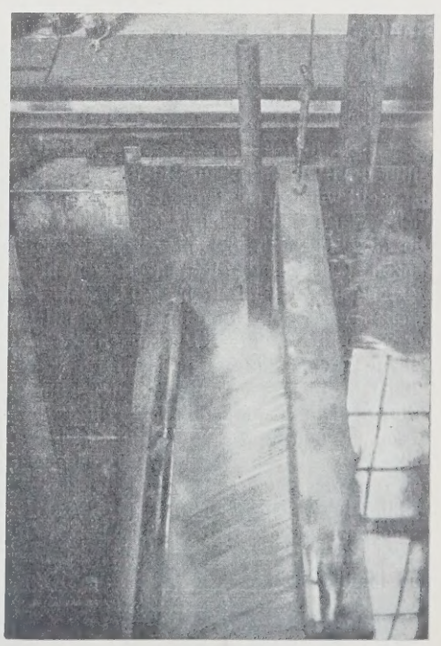


Abb. 8.

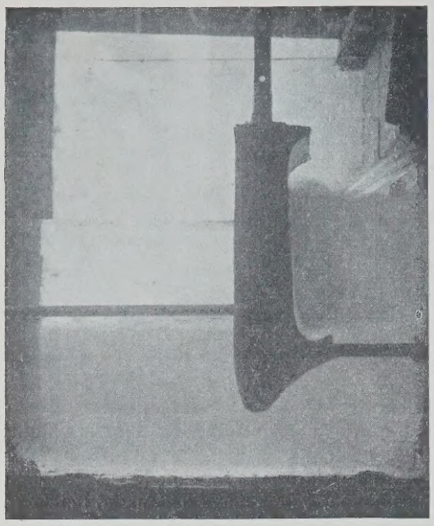


Abb. 9.

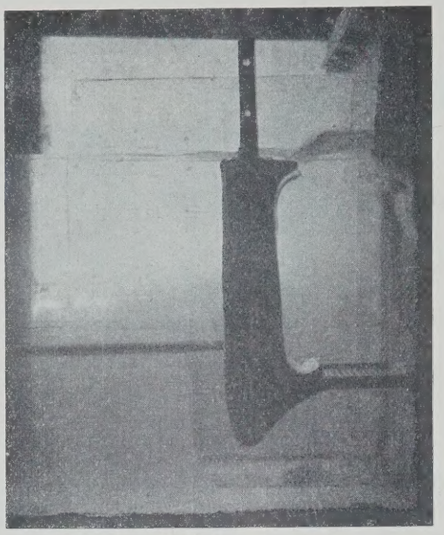


Abb. 10.

vernichtung mit lautem Geräusch und unter Gischtbildung. In der Schleusenkammer dagegen vollzieht sich der Wasseraustritt mit kaum merkbarer Strömung, wie eingeworfene Sägespäne zeigen. Selbst wenn die Schütze im Bruchteil einer Sekunde aufgerissen und die volle Füllwassermenge plötzlich eingelassen wird, bleibt der Kammerwasserspiegel durchaus ruhig (Wirkung des Rostes). Die mitgerissene Luft wird in einem Standrohr von Zeit zu Zeit ausgestoßen. Vergl. Abb. 7 u. 8.

Stadium II: Der Wasserspiegel in der Schleusenkammer steigt.

Die Energie des einströmenden Wassers wird nunmehr über dem Rost in den höheren Wasserschichten vernichtet. Eine Bewegung in der Schleusenkammer ist kaum bemerkbar. Eingeworfene Sägespäne bleiben an der Stelle ihres Einbringens ohne wesentliche Bewegung ruhen. Vergl. Abb. 9.

Stadium III: Der Wasserspiegel in der Kammer in Höhe der Querwand der Vorkammer angelangt.

Das Wasser strömt infolge der schrägen Formgebung der Schützenunterkante schräg nach unten, und es bildet sich durch die Form der Querwand eine rücklaufende Walze. Unter dieser Einwirkung steigt der Wasserspiegel in der Schleusenkammer bis in Höhe der Querwand, ohne daß ein Überfallen des Wassers von der Vorkammer in die Schleusenkammer über die Querwand hinweg stattfindet. Die rücklaufende Walze bleibt selbst dann noch bestehen, wenn der Wasserspiegel in der Schleusenkammer bereits über die Querwand gestiegen ist, was durch eingeworfene Sägespäne sichtbar gemacht wird. Bei weitersteigendem Wasserspiegel quillt das Wasser nach oben aus und strömt mit geringer Druckhöhe in die Kammer ein. Eingeworfene Sägespäne bewegen sich nur eine kurze Strecke in die Kammer hinein. Vergl. Abb. 10.

Stadium IV: Füllung der Schleusenkammer über die Schütze hinweg durch langsames Absenken der letzteren.

Bei den letzten Zentimetern (in Wirklichkeit rd. 50) wird, um Zeit zu sparen, das Tor schon gesenkt und das Wasser über die Schütze hinweg in die Schleusenkammer eingelassen.

Geschwindigkeitsmessungen, die in 0,75, 1,80 und 3,00 m Entfernung hinter dem Oberhaupt und in über die Kammerbreite verteilten Punkten angestellt wurden, zeigten, daß zu Beginn der Füllung bis 1,80 m Entfernung noch geringe Geschwindigkeitsunterschiede vorhanden waren. Die Messungen in 3,00 m Abstand zeigten eine auf den ganzen Querschnitt gleichmäßig verteilte Strömung. Die Messungen der Füllzeit bei 40 m³/Sek. Zuflußwassermenge ergaben eine gute Übereinstmmung mit der Rechnung und der verlangten Füllzeit. Messungen des Trossenzuges mittels Seilzuges ergaben den geringen Betrag von 0,7 t für das 1200-t-Schiff als Höchstwert während der ganzen Schleusenfüllung. Die Frage, ob das Füllen der Schleuse durch Absenken oder durch Anheben des Tores bewirkt werden soll, war besonderen Versuchen vorbehalten. Ausgehend von der Bedingung, daß mit Rücksicht auf den Kraftwerkbetrieb nicht mehr als 40 m³/Sek. aus dem Kanal entnommen werden dürften, ergaben sich die in Abb. 11 u. 12 dargestellten Kurven für die sekundliche Füllwassermenge und für die Hebung des Wasserspiegels in der Schleuse.

II. Unterhaupt.

Die umlauffreie Ausbildung des Oberhauptes mußte schon aus baulichen Gründen am Unterhaupt zu einer entsprechenden Anordnung führen. Der Energievernichtung des aus der Kammer ausströmenden Wassers in bezug auf eine ruhige Lage der Schiffe kommt dabei nicht die Bedeutung zu wie am Oberhaupt, da die Schiffe in der Schleuse beim Entleeren infolge des Größtwertes der Wassertiefe stets ruhiger liegen als beim Füllen und die Schiffe im Unterwasser in der Regel von der Mündung der Umläufe weiter entfernt im breiteren Vorhafen liegen. Doch ist auch im Vorhafen der Schleuse an Stelle der beim Austritt aus den Umläufen auftretenden kreisenden Strömungen eine baldmöglichst gleichmäßige Querschnittsgeschwindigkeit anzustreben.

Die Vernichtung der lebendigen Kraft am Unterhaupt hat insbesondere darauf zu achten, daß keine Zerstörungen im Unterkanal hervorgerufen werden, die dauernde und kostspielige Unterhaltungsarbeiten notwendig machen. Je mehr es gelingt, die Energievernichtung auch am Unterhaupt noch vor dem Austritt in das Unterwasser, d. h. noch im gemauerten Schleusenbauwerk selbst, zu erreichen und sie nicht etwa im offenen Unterkanal sich vollziehen zu lassen, wo sie verstärkten Sohlen- und Uferschutz notwendig macht, um so sicherer ist ihre Wirkung im Betriebe und um so wirtschaftlicher in der Anlage und in der Unterhaltung, abgesehen von der ruhigen Lage der Schiffe im Vorhafen.

Am Unterhaupt wird die Schleuse entleert durch Anheben eines als Schütz ausgebildeten Torverschlusses. Für die Vernichtung der lebendigen Kraft des ausströmenden Wassers ist unmittelbar hinter dem Unterhaupt eine vertiefte Kammer (Bremskammer) angeordnet, durch die das Wasser hindurchfließen muß, ehe es in das eigentliche Unterwasser gelangt; dabei werden durch den Einbau einer Querwand in die Kammer die hauptsächlich die Energie aufzehrenden Wasserwalzen und Umlenkungen erzeugt.

Die einfachste Ausbildung dieses Gedankens ist in Abb. 13 dargestellt. Die verbesserte Anordnung zeigt Abb. 14. Die weitgehendste Beruhigung wird nach Abb. 15 durch die gekrümmte Querwand und durch Abdeckung des hinteren Raumes der Kammer erreicht. Die bei diesem Vorgang auftretenden Strömungserscheinungen, die durch eingestreute Koksasche sichtbar gemacht sind, sind in Abb. 16 festgehalten. Aus dem Verlauf der Wasserspiegellinie ist die gute Wirkung der Energievernichtung sichtbar. Kolkbildungen im Unterkanal werden dadurch vermieden. Abb. 17 zeigt die Aufnahme des Modellversuchs im Maßstabe 1 : 10 von oben, der Anschnitt der Wasserlinie am Mauerwerk läßt auch hier den ruhigen Abfluß unmittelbar hinter dem Haupt erkennen. Vergleichend ist in Abb. 18 der Ausfluß dargestellt, wenn das Wasser unmittelbar aus der Schleuse abströmt.

Auch auf die Lage der Schiffe in der Schleuse übt die Bremskammer noch eine günstige Wirkung aus, insofern als durch die Trägheit der in Drehung zu setzenden Wassermassen in der Kammer zu Beginn der Entleerung die für die ruhige Lage der Schiffe wünschenswerte Verzögerung im Abfluß eintritt. Die verzögernde Wirkung der Bremskammer, die gegen das Ende der Entleerung eintritt und die den Gesamtzeitverbrauch ungünstig verlängern würde, wird durch unmittelbares Ausströmenlassen des Wassers aus der Schleuse gegen das Ende der Entleerung zu umgangen.

Die Versuche am Unterhaupt wurden durchgeführt für eine größte Entleerungswassermenge von 40 m³/Sek. Messungen mittels Woltmanschen

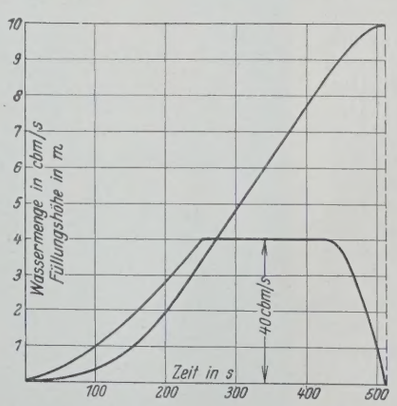


Abb. 11. Füllung durch Absenken des Tores.

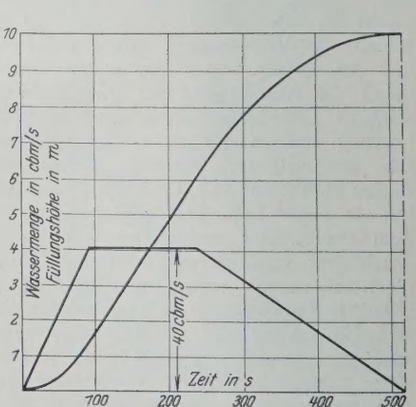


Abb. 12. Füllung durch Anheben des Tores.

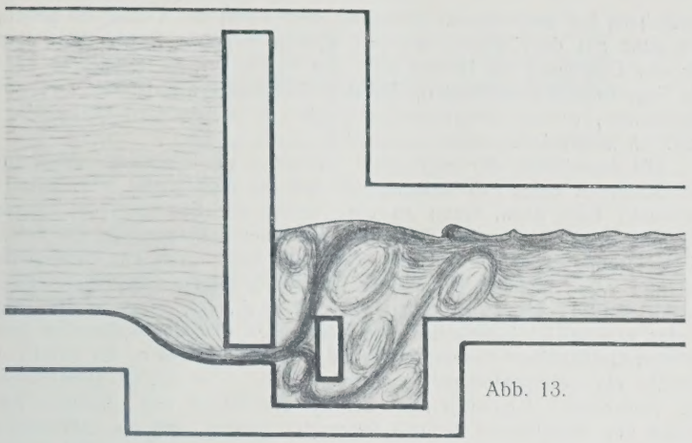


Abb. 13.

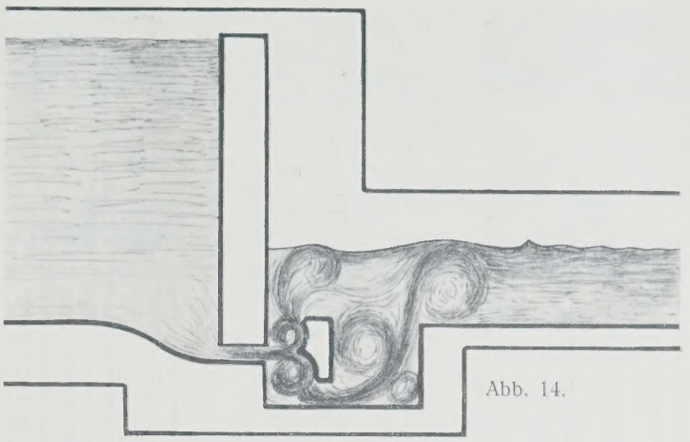


Abb. 14.

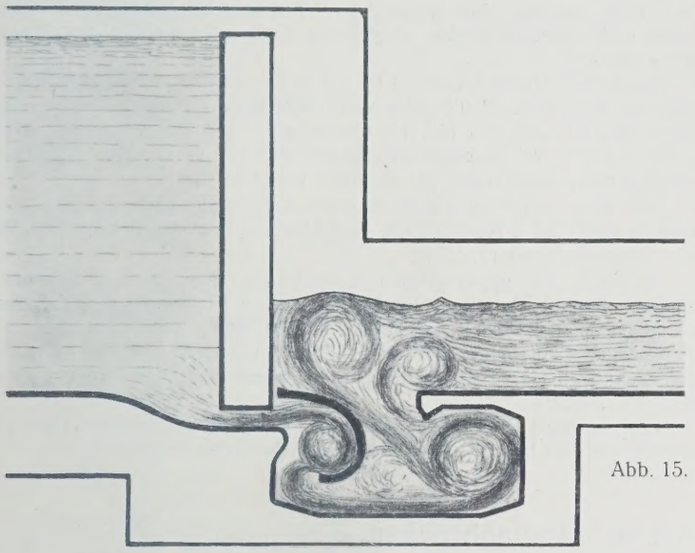


Abb. 15.

Flügels ergaben bereits in geringer Entfernung vom Unterhaupt eine nahezu gleichmäßige Geschwindigkeit über den ganzen Querschnitt. Der Verlauf der sekundlichen Abflußmengenkurve bei einer normalen Schleusenentleerung und die dabei auftretende Senkung des Wasserspiegels ist in Abb. 19 dargestellt. Messungen des Trossenzuges mittels Seilzuges und selbsttätiger Aufzeichnung ergaben den geringen Betrag von 0,9 t für ein 1200-t-Schiff, das 25 m vom Unterhaupt festgelegt war.

III. Allgemeines.

In baulicher Hinsicht wird durch die Weglassung der schwierig und kostspielig herzustellenden Umläufe und Schützschächte sowie der dazugehörigen schwierig zu unterhaltenden Verschlußeinrichtungen die Ausführung der Schleuse wesentlich vereinfacht und verbilligt.

Dabei werden die Häupter durch die Anordnung der Kammern für die Energievernichtung keineswegs länger als bei Häuptern mit Umläufen. Vergleichsentwürfe für Häupter mit und ohne Umläufe bei 10 m Gefällhöhe der Schleuse ergaben eine Einsparung am Oberhaupt von 3 m in der Länge und 5 m in der Breite, am Unterhaupt von 5 m in der Länge und 5 m in der Breite. Die Ersparnis am Mauerwerk betrug 50 % am Oberhaupt und 25 % am Unterhaupt. Hierzu kommen die Ersparnisse für den Wegfall der Umlaufverschlüsse, die bei kleinen und mittleren Gefällen und falls die Tore so ausgebildet werden, daß sie unmittelbar zum Füllen und Entleeren herangezogen werden können, ganz in Rechnung gestellt werden können, bei Schleusen mit großen Gefällen aber, wo für die Querwände der Vorkammern besondere Verkleidungen vorzusehen sind und wo in das Unterhaupttor besondere Entleerungsschütze eingebaut werden müssen, allerdings sich wieder verringern können.

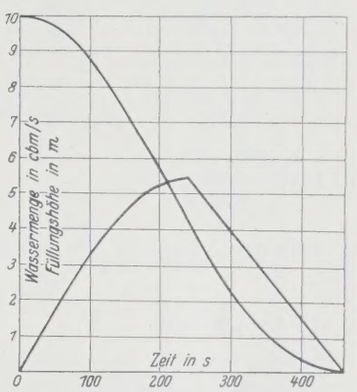


Abb. 19.

Was die Frage der Torverschlüsse bei umlauffreien Schleusen anbetrifft, so ist ihre Bauart vor allen Dingen von den örtlichen Verhältnissen, d. h. davon abhängig, ob die Schleuse an einem Stillwasserkanal oder am Seitenkanal eines kanalisierten Flusses mit Kraftnutzung oder im Fluß selbst liegt und inwieweit hier auf die Abführung von Eis, Geschieben und Hochwasser Rücksicht zu nehmen ist. Grund-

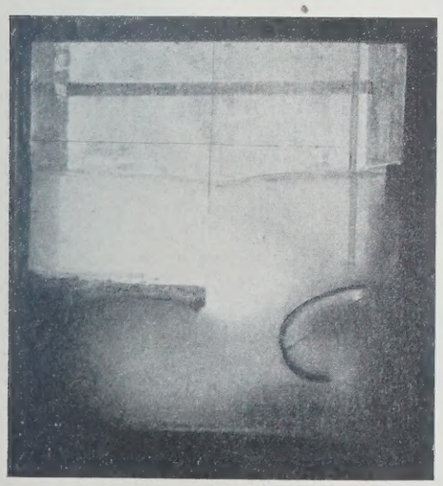


Abb. 16.

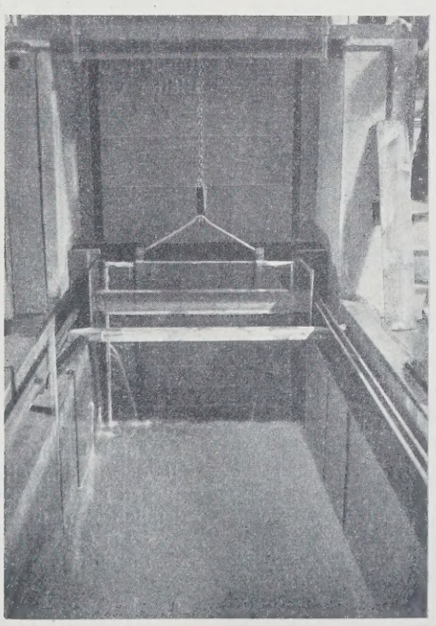


Abb. 17.

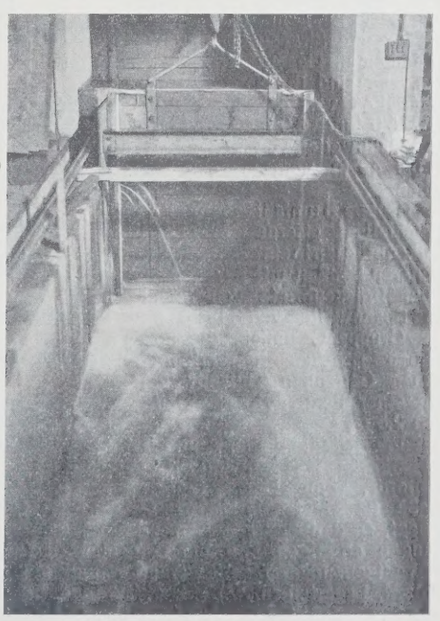


Abb. 18.

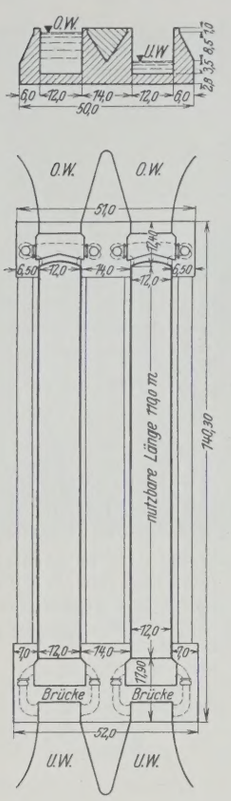


Abb. 20. Doppelschleuse mit Umläufen.

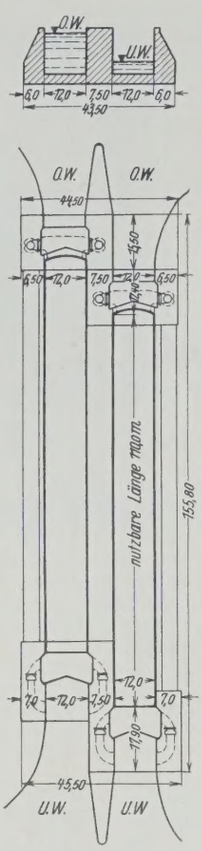


Abb. 21. Doppelschleuse mit Umläufen und versetzten Häuptern.

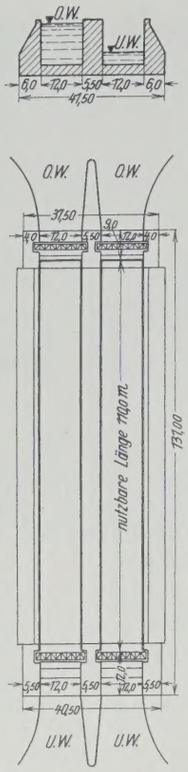


Abb. 22. Doppelschleuse ohne Umläufe.

sätzlich ist bei umlauffreien Schleusen den Toren der Vorzug zu geben, die ganz aus dem Wasser gehoben werden können. Solche Tore sind für das Oberhaupt das Hubtor oder das Versenktor, als Rollschütz oder als Segmentschütz konstruiert, für das Unterhaupt das Hubtor und das Segmenttor, ersteres als normales Hubtor mit besonderen Entleerungsschützen konstruiert.

Die Auswirkung der vorstehend erörterten vereinfachten Ausführung der Schleusen zeigt sich insbesondere bei der Ausführung von Doppelschleusen oder dann, wenn an eine bestehende Schleuse eine zweite Kammer angebaut werden soll. Da bei einer Schleuse mit Umläufen die Unterbringung der Umläufe eine Stärke der Außenmauer von mindestens 6,5 und 7,0 m bedingt, so muß in beiden Fällen die Mittelmauer eine Stärke von 13 bis 14 m erhalten (vergl. Abb. 20), eine Stärke, die weder aus betriebstechnischen noch statischen Gründen selbst bei den größten Gefällhöhen erforderlich ist, da ja bei Schleusen bis zu 10 m Gefälle ein Stampfbetonquerschnitt von 3 bis 6 m Stärke ausreichend ist. Nun könnte allerdings auch bei der Anordnung von Umläufen die Stärke der Mittelmauer dadurch verringert werden, daß die Schleusentore gegeneinander versetzt werden (vergl. Abb. 21), eine Maßnahme, die jedoch baulich eine wesentliche Verlängerung des Schleusenbauwerks und betrieblich eine ungünstige Grundrißgestaltung zur Folge haben würde.

Gegenüber diesen Lösungen ist bei der Anordnung von umlauffreien Häuptern nach Abb. 22 die Schleusenanlage gekennzeichnet durch große Einfachheit im Grundriß und im Querschnitt. Die Doppelschleuse wird gebildet durch drei durchgehende glatte Mauern, die an den Häuptern lediglich mit Aussparungen für die Tore versehen sind.

Der Kostenvergleich zwischen einer Ausführung nach Abb. 21 und Abb. 22 ergab bei 2 740 000 R.-M. Gesamtkosten der Anlage nach Abb. 21 eine Einsparung von rd. 25 %.

Im Falle der nachträglichen Angliederung einer zweiten Schleuse können, ohne die künftige Mittelmauer stärker machen zu müssen, Einsparungen dadurch erzielt werden, daß diese Mauer von vornherein als Rechteckquerschnitt ausgebildet wird. Die Erstellung der zweiten Schleuse bleibt dann in der Hauptsache auf die Ausführung der Außenmauer beschränkt.

Die gedrängte Grundrißanordnung, die durch die umlauffreien Häupter erreicht wird, ist besonders in engen Flußtälern von Bedeutung.

Alle Rechte vorbehalten.

Schwedische Normen für eiserne Straßenbrücken.

Mitgeteilt von Regierungsbaumeister **Werner Contag,** Eberswalde.

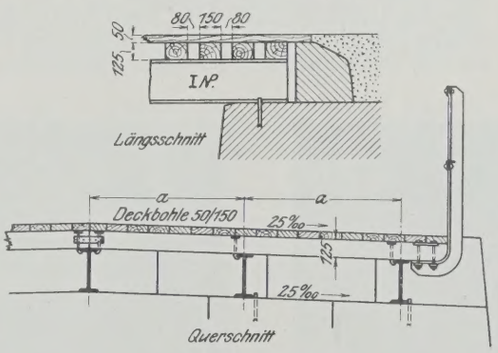
Die schwedische Königliche Straßen- und Wasserbauverwaltung (Kungl. Väg-och Vattenbyggnadsstyrelsen) hat im Jahre 1924 Normenblätter für Straßenbrücken herausgegeben, die bei der Wahl der Spannweite und Brückenbreite und bei der Aufstellung der Entwürfe von Brückenbauten als Unterlagen dienen und die Entwurfsarbeiten vereinfachen sollen.

Die Normenblätter sind in drei Gruppen A, B und C eingeteilt.

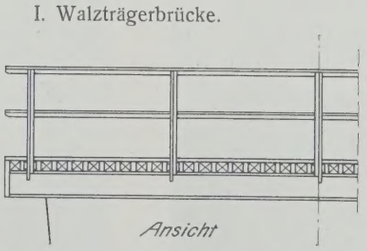
Gruppe A umfaßt Balkenbrücken aus Eisen für Landstraßen und Straßen in bebauten Gegenden. Es sind Brückenbreiten von 4,0, 4,5, 5,0 und 6,0 m und Spannweiten von 3 bis 40 m vorgesehen.

Gruppe B umfaßt gleichfalls eiserne Balkenbrücken in einfacheren Straßen mit einer Brückenbreite von 3,5 m und Spannweiten von 3 bis 30 m.

Gruppe C umfaßt die hölzernen Brücken in verkehrsarmen Gegenden (Ödlandwege) mit einer lichten Brückenbreite von 2,5 m.



I. Walzträgerbrücke.



I. Walzträgerbrücke.

Für jede der unter A und B aufgeführten Brücken sind Brückenform, Abmessungen, Einzelmaße und Materialbedarf festgelegt, so daß sich alle Berechnungen erübrigen und der Bau ohne weiteres vergeben werden kann. In weitgehendem Maße werden genormte Teile verwendet (Schrauben, Bolzen, Lagerteile usw.).

Der Berechnung sind folgende Belastungsannahmen zugrunde gelegt:

bei einer lichten Brückenbreite von
5,0 und 6,0 m:
gleichmäßig verteilte Belastung von 500 kg/m², zwei sich begegnende Lastkraftwagen von 9 t mit 3 t größtem Raddruck,
4,0 und 4,5 m:
wie vor, jedoch nur ein Lastkraftwagen gleichen Gewichtes,
2,5 und 3,5 m:
gleichmäßig verteilte Belastung von 300 kg/m², vierrädriges Fuhrwerk mit 1,2 t größtem Raddruck.

Für die eisernen Brücken sind 24 Blatt Zeichnungen vorhanden mit den Bezeichnungen A 1 bis A 20 und B 1 bis B 4. A 1 bis A 5 umfassen Brücken mit Hauptträgern aus Walzeisen, A 6 bis A 10 Brücken mit Hauptträgern aus genieteten Blechträgern, A 11 bis A 20 Brücken mit Fachwerkhauptträgern; A 5, A 10, A 14 und A 20 geben Einzelheiten wieder. Diese Blätter werden nach folgender Tafel angewendet:

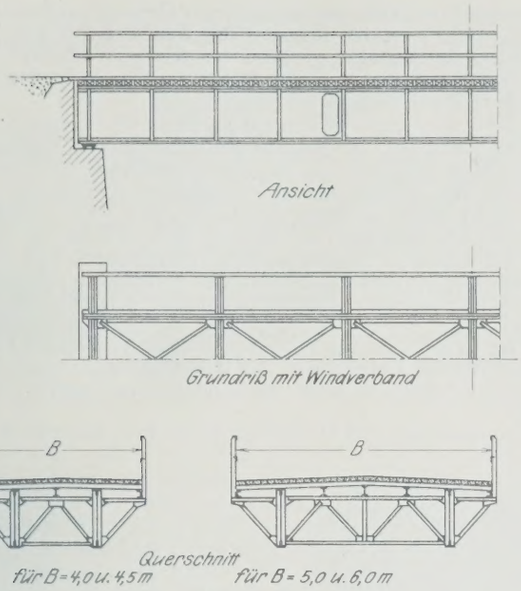
Spannweite	Lichte Brückenbreite in m			
m	4,0	4,5	5,0	6,0
3 bis 12	A 1	A 2	A 3	A 4
14	A 1 oder A 6	A 2 oder A 6	A 3 oder A 6	A 4 oder A 6
16	A 7 oder A 11			
18	A 8 „ A 12			
20	A 9 „ A 13			
22	A 15			
25	A 16			
30	A 17			
35	A 18			
40	A 19			

Auf B 1 sind Brücken mit Hauptträgern aus Walzeisen dargestellt mit den Spannweiten 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12 und 14 m. B 2 zeigt Brücken aus Fachwerkhauptträgern mit den Spannweiten 16, 18 und 20 m (Paralleträger) und B 3 ebensolche Brücken mit den Spannweiten 22, 25 und 30 m (Parabelträger). B 4 gibt Einzelheiten wieder.

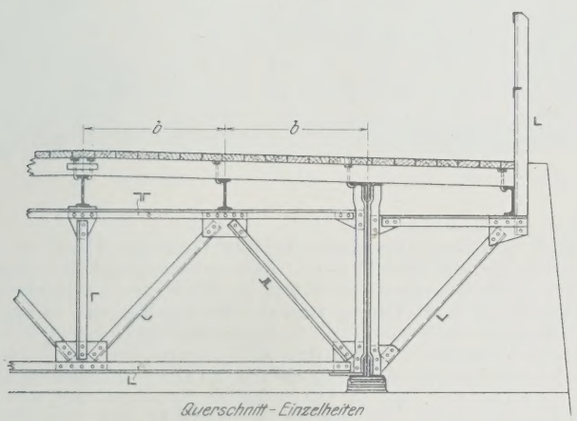
Im einzelnen ist folgendes zu bemerken.

Gruppe A.

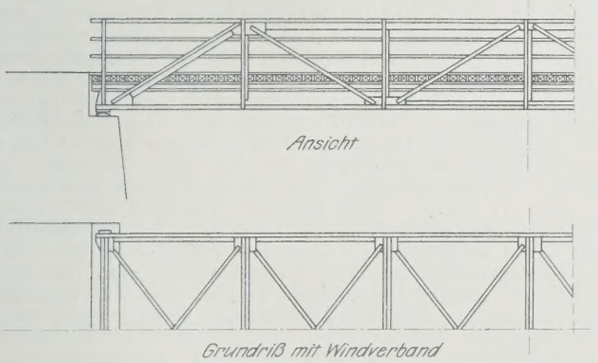
Baustoff: Flußstahl Klasse B. Zulässige Beanspruchungen und Berechnungsgrundlagen nach den „Normalbestimmungen für Eisenkonstruk-



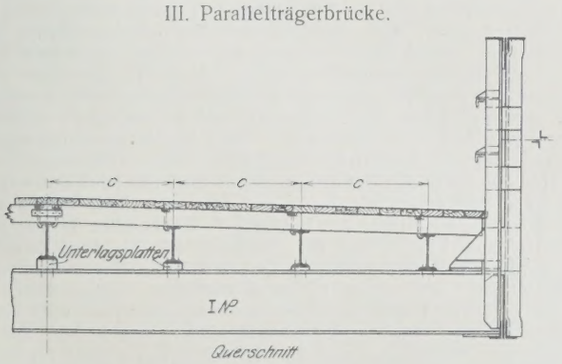
II. Nietträgerbrücke.



II. Nietträgerbrücke.



III. Parallelträgerbrücke.



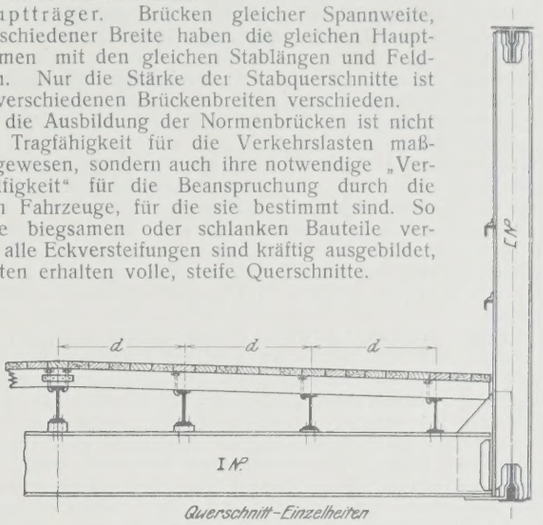
III. Parallelträgerbrücke.

tionen zu Brückenbauten" vom Jahre 1919 (Schwed. Verordnungssammlung Jahrgang 1919, Nr. 193), wobei Nebenkonstruktionen auch ohne die Verbindung von Menschengedränge und Lastkraftwagen berechnet sind. Für die vorkommenden Profileisen sind die „Normalabmessungen der Schwedischen Eisenwerke" angewendet worden. Von gewalzten I- und ⊏-Eisen ist in großem Umfange Gebrauch gemacht.

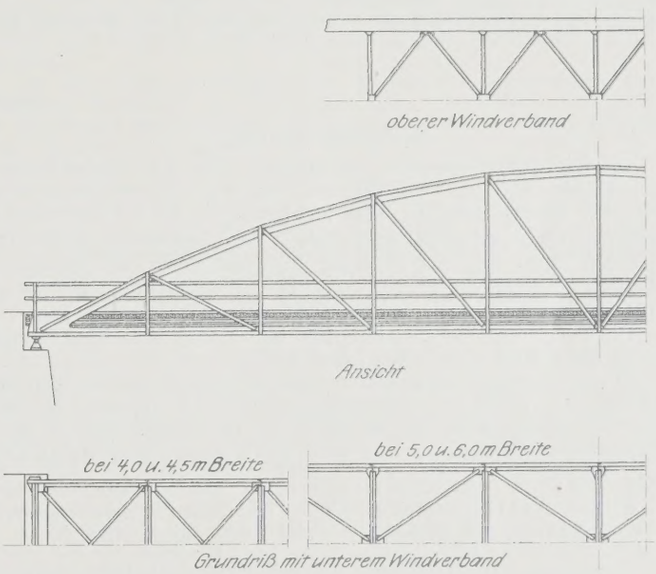
Die Zeichnungen enthalten Stücklisten, nach denen die Beschaffung unmittelbar stattfinden kann.

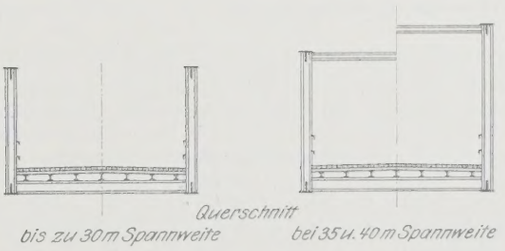
Hauptträger. Brücken gleicher Spannweite, aber verschiedener Breite haben die gleichen Hauptträgerformen mit den gleichen Stablängen und Feldteilungen. Nur die Stärke der Stabquerschnitte ist für die verschiedenen Brückenbreiten verschieden.

Für die Ausbildung der Normenbrücken ist nicht nur die Tragfähigkeit für die Verkehrslasten maßgebend gewesen, sondern auch ihre notwendige „Verkehrssteifigkeit" für die Beanspruchung durch die schweren Fahrzeuge, für die sie bestimmt sind. So sind alle biegsamen oder schlanken Bauteile vermieden, alle Eckversteifungen sind kräftig ausgebildet, die Pfosten erhalten volle, steife Querschnitte.



IV. Parabelträgerbrücke.





IV. Parabelträgerbrücke.

Fahrbahn. Die Fahrbahnen sind so angeordnet, daß die Summe aus den Anlagekosten und den kapitalisierten Unterhaltungskosten möglichst klein ist. Hierbei ist vorausgesetzt, daß die Schwellen (Tragbohlen) alle 15 Jahre und die eisernen Längsträger alle 50 Jahre ausgewechselt werden müssen. Die größte Wirtschaftlichkeit ergab sich bei Ausführung der Schwellen aus 125 mm starken Bohlen, die unmittelbar auf die Längsträgeroberflansche aufgelegt werden. Die Deckbohlen (Abnutzungsbohlen) haben 50 mm Stärke. Die Schwellen sind mit höchstens 80 mm Zwischenraum angeordnet, bei dem die Deckbohlen noch ohne Gefahr bis auf die halbe Dicke abgenutzt werden können.

Die Schwellen werden an den Längsträgern mit Hakenbolzen befestigt, die für alle vollwandigen und Fachwerkbrücken Normenmaß haben. Die

Hakenbolzen werden wechselweise auf beiden Seiten des Trägerflansches angebracht.

Wegen der Schwierigkeit, Schwellen von 125 mm Höhe zu biegen, ist die Fahrbahn, statt gewölbt, mit einer Seitenneigung von 25 ‰ beiderseits der Mitte versehen. Daher ist ein Längsträger in Brückenmitte vorgesehen. Die Neigung wird dadurch bewirkt, daß die Längsträger bei den Walzträgerbrücken auf den Landwiderlagern in verschiedener Höhenlage verlegt und bei Nietträgerbrücken Unterlagsplatten von verschiedener Dicke auf den Querträgern vorgesehen sind. Wenn nur geringe Konstruktionshöhe zur Verfügung steht, werden die Längsträger bündig mit den Querträgern verlegt.

Die Schwellen werden über dem Mittellängsträger abgesägt und mit Haken oder Flacheisen zusammengehalten. Hierdurch wird erreicht, daß eine halbe Fahrbahn ausgewechselt werden kann, ohne daß der Verkehr auf der anderen Hälfte gestört wird.

Geländer. Bei Brücken aus Walzträgern sind die Geländerpfosten an den Holzschwellen befestigt. Diese Befestigungsart ist für alle in Frage kommenden Brückengrößen gleich und daher genormt.

Lager. Brücken aus Walzträgern mit einer geringeren Spannweite als 10 m sind ohne besondere Auflagerkörper angeordnet. Die Träger liegen unmittelbar auf dem Widerlager auf. Walzträgerbrücken mit einer Spannweite von ≧ 10 m erhalten Auflagerplatten von der Breite des Trägerflansches.

Für genietete Brücken bis zu 25 m Spannweite sind Gleitlager vorgesehen. Diese sind für alle Spannweiten und Brückenbreiten innerhalb der genannten Grenze gleich ausgeführt und haben daher Normalmaß.

Brücken mit größerer Spannweite als 25 m werden auf einer Seite mit Rollen- oder Pendellagern versehen. Für diese ist hinsichtlich der Abmessungen größtmögliche Einheitlichkeit angestrebt, damit für mehrere Lager die gleichen Modelle und Zeichnungen verwendet werden können. Daher sind Normalmaße für die Pendel, Zapfen, Rollendurchmesser und Lagerhöhen eingeführt, auch für das feste Lager in seiner Gesamtheit.

Gewicht. Die Eisengewichte aller Brücken sind auf Grund der ausgearbeiteten Einzelzeichnungen ermittelt worden. Für Niete und Überwalzung sind 3 % zu dem Gewicht der Walzträger und 5 % zu dem Gewicht des anderen Eisenzeugs zugeschlagen. Dieser Zuschlag ist in den auf den Normenblättern angegebenen Gesamtgewichten für genietete Brücken einbegriffen, für Brücken aus Walzträgern ist er besonders in einer Spalte der Stückliste angegeben. Das Gewicht der Hakenbolzen und Unterlagscheiben für die Fahrbahnbefestigung ist dagegen in dem Eisengewicht nicht enthalten.

Gruppe B.

Die unter Gruppe A aufgeführten Bestimmungen und Anordnungen gelten auch für Gruppe B mit folgenden Einschränkungen:

1. Der Berechnung sind die Belastungsannahmen für Brücken von höchstens 3,0 m lichter Breite zugrunde gelegt, wobei das Geländer für eine wagerechte Belastung von 50 kg/m berechnet ist,
2. die einzelnen Zeichnungen der Normenblätter sind für bestimmte Brückenformen aufgestellt. Die für die verschiedenen Spannweiten und Brückenbreiten geltenden Trägermaße sind in einer besonderen Tafel angegeben,
3. die Deckbohlen haben 38 mm und die Tragbohlen 75 mm Stärke. Diese sind an den Längsträgern mit Hakennägeln befestigt,
4. die Fahrbahn ist nicht mit Seitenneigung, sondern mit Wölbung versehen,
5. die Gleitlager sind für Brücken bis zu 30 m Spannweite vorgesehen.

Zur Vereinfachung der Entwurfbearbeitung soll in die Entwurfzeichnung an den Brückenpfeilern bezw. -stützen nur das Überbausystem mit seiner Normenbezeichnung eingetragen werden (z. B.: Überbau nach der Norm der Kgl. Wege- und Wasserbauverwaltung Nr. A 15).

Die Brückenbreiten und Spannweiten sollen möglichst nach den Normen gewählt werden. Läßt sich ein Abweichen nicht vermeiden, dann sind die nächstgelegenen Normen einzutragen. Der Materialbedarf ist aus den entsprechenden Tafeln der benachbarten Spannweiten und Brückenbreiten durch Interpolieren zu ermitteln. Ausführliche Berechnungen sollen vermieden werden.

Die Abbildungen zeigen die vier vorgesehenen Hauptformen der Brückennormen und sind diesen unter Fortlassung fast aller Bezeichnungen und Angaben entnommen.

Vermischtes.

Bekanntmachung.

Die Regierungsbaumeister, die im Jahre 1921 die Staatsprüfung im Hochbaufache und im Jahre 1924 in einer der übrigen Fachrichtungen bestanden haben, sowie die Regierungsbauführer, die in dieser Zeit die häusliche Probearbeit eingereicht, nachher die Staatsprüfung jedoch nicht bestanden haben oder in die Prüfung nicht eingetreten sind, werden aufgefordert, die Rückgabe ihrer für die Prüfung eingereichten Zeichnungen nebst Mappen und Erläuterungsberichten usw. zu beantragen.

Die Probearbeiten, deren Rückgabe bis zum 31. März 1927 nicht beantragt worden ist, werden vernichtet werden.

In dem schriftlich an uns zu richtenden Antrage sind die Vornamen und Tag, Monat und Jahr des Prüfungszeugnisses anzugeben. Die Rückgabe wird entweder an den Verfasser der Probearbeit oder an dessen Bevollmächtigten erfolgen; auch kann die kostenpflichtige Rücksendung durch die Post beantragt werden.

Berlin C 2, den 30. Dezember 1926 Technisches Oberprüfungsamt.
Am Festungsgraben 1. (gez.) Anger.

Verfügung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung, betreffend Vorläufige Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus Siliciumstahl (St Si). Vom 24. Dezember 1926 (82 D 17961).

Die hier im Benehmen mit dem Verein Deutscher Eisenhüttenleute und dem Deutschen Eisenbau-Verband festgesetzten „Vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus Siliciumstahl (St Si)“ werden der Gruppenverwaltung Bayern und den Reichsbahndirektionen unter Zugrundelegung des angemeldeten Bedarfs demnächst vom Eisenbahn-Zentralamt übersandt werden. Sie treten mit sofortiger Wirkung in Kraft. Die in unserem Schreiben vom 6. Oktober 1926 — 82 D 13098 — enthaltenen Bestimmungen werden, soweit sie von den neuen Vorschriften abweichen, aufgehoben.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung.

(gez.) Kraefft.

Preisgericht für den Spannungs- und Schwingungsmesser (Wettbewerb der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft). Bei der Prüfung und bei der Entscheidung über die Bewertung der eingereichten Apparate (vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 2, S. 30) wurde Herr Prof. Dr.-Ing. Hort von der Technischen Hochschule Berlin als Sachverständiger auf dem Gebiete des Schwingungsmesserwesens zugezogen.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 10. Januar ausgegebene Heft 1 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Regierungspräsident Krüger: Das neue Baujahr 1927. — W. C. Behrendt: Neue Wohnhausgruppen der Architekten Paul Mebes und Paul Emmerich, Berlin.

Kanal- und Schleusenbauten in Mecklenburg. Die Elde, die als Wasserstraße zwischen Hamburg und dem mecklenburgischen Hinterlande dient, war in ihrem oberen Teile bisher nur für Kähne von höchstens 70 t Tragfähigkeit und 1 m Tiefgang fahrbar. Da der von der mecklenburgischen Seenplatte über die Havel führende Wasserweg infolge des stetig wachsenden Verkehrs in den letzten Jahren stark überlastet war, erteilte die Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1926 die Genehmigung zum weiteren Ausbau der Elde für 400-t-Kähne (Saalemaß) auf der Strecke Plau—Kuppentin.

Im Februar 1926 wurden der Siemens-Bauunion die Bauarbeiten übertragen: Sie umfaßten den Bau einer Schiffschleuse bei Barkow, eines Wehres und die Herstellung einer 1,7 km langen, zusammenhängenden Kanalstrecke, sowie zweier Durchstiche unterhalb der Schleuse, der sogenannten Barkower Kurve und des Pferdekopfes. Die Schleuse ist ein Betonbauwerk von 72 m Länge und 6,6 m lichter Kammerbreite und dient zur Überwindung eines Gefälles von 2,82 m. Der Aushub des aus schwerem Geschiebemergel bestehenden Bodens der Schleusenbaugrube betrug etwa 9000 m³ und wurde mit Hilfe eines 2-m³-Löffelbaggers bewirkt. Die Bodensohle bestand aus einer nach der einen Seite stark auskeilenden Mergelschicht, die unter dem Druck gespannten Grundwassers stand, so daß ein Aufbrechen des Untergrundes zu befürchten war. Um dieser Gefahr zu begegnen, wurde während des Aushebens des Bodens und des Betonierens der Schleusensohle (Abb. 1) eine Grundwasserabsenkungs-Anlage von 17 Brunnen eingebaut und als Druckminderungs-Anlage so lange in Betrieb gehalten, bis die 1,2 m starke Sohle fertiggestellt war.

Der Beton wurde plastisch, teils mit Förderband, teils von einem Gerüst aus eingebracht. Da das Eldewasser nicht säurefrei ist, erhielt das ganze Bauwerk eine Klinkerverkleidung (Abb. 2). Zur Vermeidung ungünstiger Spannungen infolge ungleichmäßiger Setzung wurden insgesamt drei durchgehende Trennungsfugen angeordnet. Die Ausrüstung der Schleuse besteht aus einem oberwasserseitigen eisernen Klapptor und einem unterwasserseitigen zweiflügeligen eisernen Stemmtor. Zur Füllung dienen Umlaufkanäle, die innerhalb des Drempels verlaufen und mit Zylinderschützen verschlossen werden, die Leerung geschieht mit Hilfe zweier in die Stemmtorflügel eingebauter Tafelschütze. Das kurz vor der Schleuse gelegene Wehr ermöglicht die Abführung des überschüssigen Wassers aus dem Kanal nach der Elde und ist für eine höchste Durchflußmenge von 18 m³/Sek. bemessen. Die Ausgleichvorrichtung besteht aus einer dreiteiligen Schütztafel von 2,05 m Höhe. Die festen Teile des Wehres sind ebenfalls aus Beton hergestellt und mit Klinkern verblendet.

Der Kanal hat eine Sohlenbreite von 14 m, der unter Wasser gelegene Teil der Böschungen erhielt die Neigung 1 : 2, der über Wasser liegende Teil die Neigung 1 : 1,5. Aus der oberhalb der Schleuse hergestellten Strecke wurden rd. 90 000 m³ Boden, aus schwerem Geschiebemergel und Lehm bestehend, mit einem 1,3-m³-Löffelbagger ausgehoben, in eine etwa 1 km entfernte Mulde verfahren und eingeebnet, wodurch ein bisher unbenutztes Gelände für die Landwirtschaft gewonnen ist. Die Kanaldurchstiche am Pferdekopf und an der Barkower Kurve erhielten das gleiche Profil wie der Oberkanal. Ein 4 m breiter Leinpfad dient als Treidelweg. Die Aushubmassen des Pferdekopfes (50 000 m³) bestanden

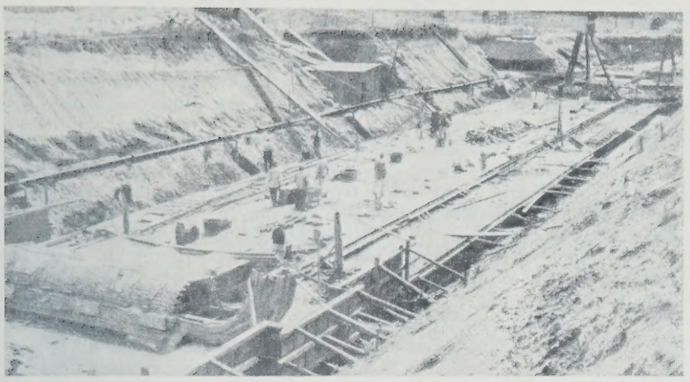


Abb. 1. Betonieren der Kammersohle für die Schleuse von Barkow.

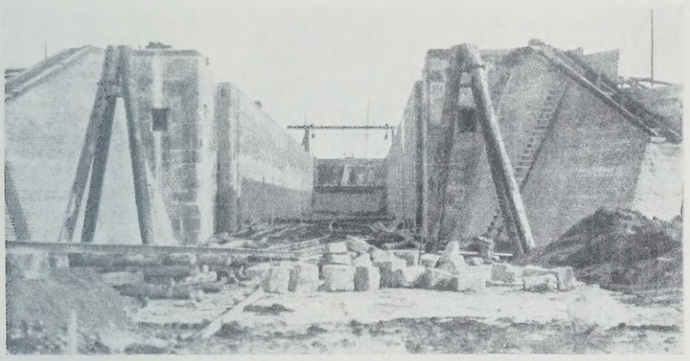


Abb. 2. Schleuse Barkow vom Unterhaupt aus gesehen.

aus Lehmboden, der infolge der dauernden Durchfeuchtung besonders schwer zu bearbeiten war, während die Aushubmassen der Barkower Kurve (etwa 23 000 m³) zum größten Teil aus Sand bestanden.

Der Aushub dieser beiden Durchstiche wurde mit Hilfe des 2-m³-Löffelbaggers, der vorher in der Schleusenbaugrube gearbeitet hatte, bewältigt. Während beim Pferdekopf eine offene Wasserhaltung ausreichte, war in der Barkower Kurve der Wasserandrang so stark, daß man sich auch hier zum Einbau einer Grundwasserabsenkungs-Anlage entschließen mußte.

Wirkungen des Sturmes in Florida auf Gebäude. Mitte September 1926 wurde bekanntlich das amerikanische Seebad Miami in Florida von einem heftigen Orkan heimgesucht. Über die an Ort und Stelle unmittelbar nach dem Unglück gemachten Beobachtungen berichtet nach der „Ind.- u. Handelsztg." F. E. Schmitt in Eng. News-Rec. etwa folgendes:

Die Wettermeßinstrumente in Miami befinden sich auf einem dreistöckigen Gebäude, das jedoch von höheren Bauwerken umgeben ist, so daß die Sturmwirkung hier nicht voll zur Geltung kommen konnte. Die gemessene Windgeschwindigkeit von 80 Meilen/Std. dürfte einer tatsächlichen Geschwindigkeit von 110 bis 120 Meilen/Std. im Freien entsprechen. Eine Messung der ungeheuren Regenmengen war nicht möglich, da der Regenmesser durch den Sturm weggeblasen wurde. Die Regenmenge war jedenfalls größer als die eines im November 1925 stattgehabten Regenfalles von 375 mm Regenhöhe in 24 Stunden. Die Höhe der durch den Sturm landeinwärts geblasenen Meereswoge betrug mehr als 2 m, stellenweise sogar bis zu 3,6 m.

Infolge der Sturmwarnungen der Wetterämter war es möglich, Vorsichtsmaßregeln zu treffen. Der Sturm blies erst, von 1 bis 6 Uhr morgens, von Nordosten her und dann, nach einer etwa einstündigen Pause, etwa 5 Stunden lang von Südosten. Einzelne äußerst heftige Stöße waren auf die meisten Bauwerke von verderblichem Einfluß.

An der Ostküste wurden mehrere tausend Häuser vollständig zerstört und eine noch größere Anzahl beschädigt, indem zum Teil die Dachdeckung abgehoben, zum Teil vorgebaute Hallen weggerissen wurden; zum Teil wurden auch einzelne Stockwerke abgetragen. Sowohl unter den vernichteten wie auch unter den stehengebliebenen Häusern ist jede Bauweise vertreten, Steine und Ziegel waren aber hier nicht angewandt, sondern nur Hohlziegel, Betonhohlblöcke und massiver Beton mit dem für die dortige Gegend charakteristischen porigen Kalkstein als Zusatzstoff. Ein großer Teil der Schäden wurde nicht durch den Wind, sondern durch die von ihm mitgeführten Gesteintrümmer verursacht. Im allgemeinen haben leichte Bauten unter dem Sturm schwerer gelitten als solide Bauwerke. Holzfachwerk, das beim Bau von kleinen Häusern in großem Maße angewandt war, hat sich verhältnismäßig gut gehalten. Viele Häuser zeigen die Wirkung einer von innen nach außen gerichteten Kraft; sie barsten, nachdem der Sturm durch die zerbrochenen Fenster den Weg ins Innere gefunden hatte. Derselben Ursache ist auch das Abheben von Dächern zuzuschreiben. Einige Garagen wurden mitsamt dem darinstehenden Wagen, der übrigens unbeschädigt blieb, fortgetragen. Zementdachplatten von 60 × 120 cm Größe auf der städtischen Wasserfiltrieranlage wurden durch den Sturm, der durch die zerbrochenen Fenster Eingang gefunden hatte, abgeworfen.

Verankerungen widerstanden weder dem Abheben der Dächer, noch dem Abheben und Umkippen ganzer Häuser und Garagen. Brüstungswände wurden in großer Menge in die Häuser hineingeblasen oder umgeworfen. An Häusern, die aus einem Eisenbeton- oder Stahlgerippe mit Wandausfachungen errichtet waren, wurden die meist aus leichtem Material gebauten Füllwände umgeworfen; Ziegel- und Betonsteine zeigten sich hier gleich wenig dem Winddruck gewachsen, wenn sie nicht genügend an die Stahl- oder Betonrahmen eingebunden waren.

Die Dachdeckungsstoffe verhielten sich sehr unbefriedigend. Dächer aus großflächigen Einzelelementen, die mit der Unterkonstruktion fest verbunden waren, bewährten sich besser als genagelte. Auch hier mögen die fliegenden Gesteintrümmer in vielen Fällen das Zerstörungswerk begonnen haben. Am besten sind noch die Holzschindeln davongekommen. Bei den Fenstern wurden nicht nur die Scheiben eingedrückt, sondern es sind vielfach auch die Stahlrahmen der Schiebefenster stark verbogen worden. Jedenfalls erwiesen sich die Fenster als der schwächste Teil der ganzen Hausfront.

Über das Verhalten der Gebäude äußerte sich R. D. Spellman, Ingenieur des städtischen Bauamtes, folgendermaßen: Die Wirkungen des Orkans vom 18. September zeigen, daß jeder Bautyp, sofern er richtig geplant und ordnungsmäßig ausgeführt wird, den Sturmwirkungen widerstehen kann. Als schwächster Teil im Hausbau erwiesen sich die Fenster, nach deren Zerstörung die Sturmwirkungen sich auch im Gebäudeinneren geltend machten, Zwischenwände umwarfen oder die gegenüberliegende Außermauer hinausdrückten, oder das Dach abhoben. Einzelne Dächer haben sich gut gehalten; ob dies auf besonders gute Werkmannsarbeit oder auf zufällige günstige Windlage zurückzuführen ist, werden die Untersuchungen noch zeigen. Bei Wohnhäusern bildeten hölzerne Fensterläden einen ausgezeichneten Schutz. Bei Häusern aus Holzfachwerk muß darauf geachtet werden, daß die Dachsparren mit den Seitenwänden fest verbolzt sind; ebenso sind die Zwischenwände sorgfältig mit den Außenwänden zu verbinden. Ferner sind solche Gebäude mit ihren Fundamenten fest zu verankern; man sollte nicht auf ihr Eigengewicht als ausreichendes Mittel gegen Umkippen rechnen. Ziegel und Zementblocksteine für Wohnhäuser sollen in Zementmörtel verlegt werden. Rundumlaufende Eisenbetonbalken als Stockwerkabschluß und als Fenstersturz haben sich gut bewährt. Zu schwache Brüstungen brachen längs der oberen Anschlußfuge durch.

Von den 25 bis 30 Großgebäuden wurden nur zwei ernstlich durch Winddruck beschädigt. Es scheint dies darauf hinzudeuten, daß der der stat. Berechnung zugrunde gelegte Winddruck von 90 kg/m² ausreichend war. Große Eisenbetongebäude wurden in Miami nicht beschädigt; diese Konstruktionen haben sich windsteifer erwiesen als Eisenbauten. In letzteren zeigten sich seitliche Bewegungen, lange bevor das Material überbeansprucht war. Die Durchbiegungen langer Säulen erwiesen sich besonders in den ersten Stockwerken als schädlich. Die gewöhnlichen Typen von Baugerüsten haben durchweg dem Sturm nicht widerstanden.

Ein Ziegel- und ein Stahlschornstein, beide je 45 m hoch, am Kraftbaus der Power & Light Co. wurden umgeblasen. Eine Gruppe von fünf Funktürmen, deren höchster 130,5 m hoch war, wurde ebenfalls umgelegt. Anderseits erlitten die Hochwasserbehälter in der Sturmzone keinen sonderlichen Schaden; auch die großen Gasbehälterglocken, die allerdings vor Sturmbeginn abgesenkt worden waren, blieben unbeschädigt. Etwa 130 km elektrischer Leitungen wurden vernichtet. Interessant waren die Beobachtungen an einem Hochwasserbehälter, der während des Sturmes fortwährend hin und herschwankte; die nachträgliche Untersuchung ergab, daß die Zugstreben zwischen den vier Säulen sich gelockert hatten; die Spannschlösser hatten sich um zwei oder drei Gänge zurückgedreht, was deutlich festgestellt werden konnte, da die Eisenkonstruktion erst einen Monat vorher gestrichen worden war und nun ungestrichene Schraubengänge zutage traten. Ähnliche Schwingungswirkungen zeigten sich auch an Schornsteinen, Türmen und anderen schlanken Gebäuden.

Soweit sich gegenwärtig aus den Ruinen von Miami ein Urteil bilden läßt, wird man in Zukunft von Gebäuden, die derartigen Sturmwirkungen widerstehen sollen, größere Seitensteifigkeit verlangen müssen. Die Tatsache, daß alle ingenieurmäßig gebauten Bauwerke standgehalten haben, zeigt anderseits, daß die übliche Berechnungsweise auf Winddruck nahezu ausreicht und daß durch solides Bauen im Bereiche des wirtschaftlich Möglichen allen Anforderungen voraussichtlich genügt werden kann.

Tagung der amerikanischen Stahlindustrie. Kürzlich fand in White Sulphur Springs die vierte Tagung der Vereinigung amerikanischer Stahlfabrikanten statt. In den Vorträgen wurde der Wunsch nach Vereinheitlichung der Belastungen und auch der Entwurfsverfahren laut, damit in Zukunft Angebote auf bestimmte Bauvorhaben auf gleicher Grundlage aufgebaut seien. Auch sollten die den Berechnungen zugrunde zu legenden Belastungen den neuesten Erfahrungen besser angepaßt werden. Nach dem in der „Ind.- u. Handelsztg." wiedergegebenen Berichte von Eng. News-Rec. über die Tagung sprach R. P. Miller über die Feuersicherheit von Eisenkonstruktionen. Er schlug eine Scheidung der Eisenkonstruktionen des Hochbaues vor in den Skelettrahmen, der dem ganzen Bauwerk die nötige Steifigkeit verleiht, und in die sekundäre Eisenkonstruktion des Füllwerks der Wände, Decken und des Daches. Die sekundäre Eisenkonstruktion sei dann als feuersicher zu betrachten, wenn sie durch unverbrennliche Isolierung derart geschützt ist, daß sie innerhalb von zwei Stunden nicht die Temperatur von 370 ° C erreichen kann, wenn sie einem Brande ausgesetzt sei, der in 30 Minuten eine Temperatur von 1000 ° C erreicht und diese Temperatur für 1½ Stunden beibehält. Von der Deckenkonstruktion sei überdies zu verlangen, daß bei einem unterhalb der Decke ausbrechenden Feuer die Temperatur oberhalb der Decke nicht

höher als auf 150° C steigt. Für das Hauptskelett der Gebäude sollte die Forderung gelten, daß es nach 4 Brandstunden noch nicht die Temperatur von 370° C erreicht hat, wenn es einem Brande ausgesetzt ist, der in 30 Minuten 1000° C erreicht und diese Temperatur durch $3^1/_2$ Stunden beibehält.

In dem Wettbewerb zwischen Schweißung und Nietung kamen Anhänger beider Verfahren zu Worte. W. Spraragen besprach die Einflüsse auf die Güte der Schweißung und hielt die Forderung der Ingenieure nach sichtbaren Zeichen für die Güte der Schweißung nach den letzten Fortschritten der Schweißverfahren nicht mehr für begründet. A. M. Candy berichtete über das gegenwärtig im Bau begriffene, durchweg geschweißte fünfstöckige Gebäude, das die Westinghouse Co. in Sharon errichtet; die Materialersparnis im Vergleich zu einer genieteten Konstruktion beträgt 100 t ($12^1/_2$ %).[1]) Nach seiner Ansicht wird die Korrosionsgefahr durch die Schweißung dadurch bedeutend vermindert, daß an den Knotenpunkten die offenen Stellen besser geschlossen werden. — Für die Nietung sprach H. F. Jensen, der auch für diese Verbindungsart große Fortschritte sowohl hinsichtlich der Werkstoffe, als auch in dem Nietverfahren voraussagte; die gegen den Lärm der Druckluft-Niethämmer erhobenen Einwände betrachtete er als übertrieben.

Über Korrosion von Eisenkonstruktionen sprach F. W. Skinner. Er wies darauf hin, daß Stahl bei sorgsamer Pflege als dauerhafter Baustoff zu betrachten sei; jedoch müsse der Konstrukteur schon beim Entwurf die Korrosionsgefahr berücksichtigen durch Vermeidung von Taschen und unzugänglichen Stellen, durch Abdeckung empfindlicher Teile, durch Ausfüllung von Säulen mit Beton, durch die Abwehr von Säuredämpfen und durch Schutz von Brückenuntersichten gegen Meerwasser und Rauchgase.

F. E. Schmitt empfahl, bei der Berechnung der Eisenkonstruktionen auf Winddruck außer einer ruhenden Belastung auch die dynamische Einwirkung von Windstößen mehr zu berücksichtigen. Ein anderer Redner trat dafür ein, daß die Wetterbeobachtungsstationen die Windbeobachtungen nicht nur auf die Windgeschwindigkeit erstrecken aollten, sondern dem Ingenieur brauchbare Werte des Winddruckes suf die Flächeneinheit zur Verfügung stellen sollten.

Prof. C. R. Young berichtete über Sparmöglichkeiten im Eisenbau. Nach seiner Ansicht hat die Materialersparnis durch Verkleinerung des Sicherheitsgrades und durch Erhöhung der zulässigen Beanspruchung des Baustoffes ihre Grenzen, die zum Teil schon erreicht seien. Weitere Ersparnisse werden sich jedoch durch bessere Anpassung der Nutzlastvorschriften an die Wirklichkeit erzielen lassen.

Umbau eines Untergrundbahntunnels im Betriebe. Die Bauabteilung der Londoner Untergrundbahnen hat soeben eine schwierige Aufgabe gelöst: Erweiterungsbauten bei der Haltestelle Kennington machten es nötig, zwischen die zwei Hauptteile der Strecke Charing Cross—Clapham Common, die in getrennten Tunneln geführt sind, ein drittes, an den Enden mit den Hauptgleisen in Verbindung stehendes Gleis einzubauen, ohne den Betrieb auf den Hauptgleisen bei den Anschlußarbeiten zu stören. Erschwert wurden die Arbeiten dadurch, daß die beiden alten Gleise nicht in gleicher Höhe liegen, daß vielmehr das stadtwärts führende Gleis fast 3 m höher verläuft als das Gleis in der Gegenrichtung, daß ferner der Raum zwischen den beiden Tunneln beschränkt ist. Das neue Gleis steigt nach der Abzweigung aus dem tiefer liegenden Hauptgleis zunächst auf etwa 100 m in 1 : 40 und verläuft dann auf 220 m neben dem höherliegenden Streckengleis.

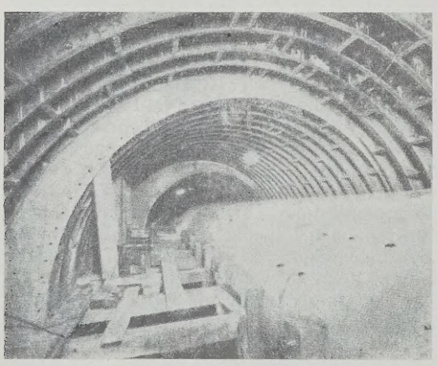


Abb. 1.

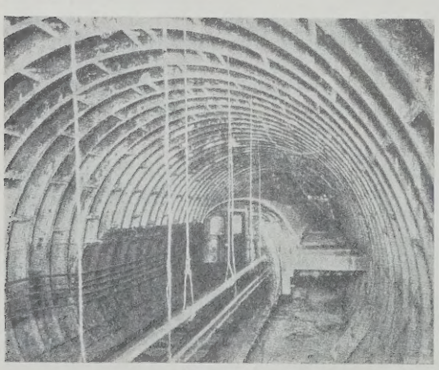
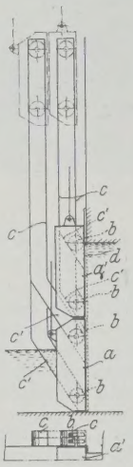


Abb. 2.

An der Abzweigung aus dem tiefer liegenden Tunnel mußte eine Erweiterung geschaffen werden, die die Abzweigungsweiche und das abgezweigte Gleis so lange aufnimmt, bis es den nötigen Abstand vom durchgehenden Hauptgleise hat, um in einer Tunnelröhre für sich geführt zu werden. Die hierbei nötige größere Breite des Tunnels wurde dadurch gewonnen, daß stufenweise erweiterte Tunnelteile eingebaut wurden, die auf der Außenseite bündig mit der Auskleidung des Tunnels für das Hauptgleis liegen und auf der Innenseite in Stufen zurückspringen. Zu diesem Zwecke wurden 47 Ringe von 6,5 m Durchm., 16 Ringe von 7,6 m Durchm. und 23 Ringe von 8,4 m Durchm. eingebaut, die im übrigen in ihrer Anordnung den alten zur Auskleidung der Tunnelröhre dienenden Ringen von 3,56 m Durchm. entsprechen. Während des Einbaues dieser Ringe führte der Tunnel für das durchgehende Gleis als freigelegte Röhre durch die Neubaustrecke, und die Züge fuhren in Abständen von zwei bis drei Minuten fahrplanmäßig durch diese Röhre hindurch (s. die Abbildungen). Die alte Tunnelröhre wurde mittlerweile von hölzernen Stützen getragen, die in dem Maße eingebaut wurden, wie das die Röhre einhüllende Erdreich abgegraben wurde. Nach Fertigstellung des neuen Tunnels wurde der alte abgebrochen und die Fahrbahn für das abzweigende Gleis durch Ausbetonieren des unteren Teils des neuen Tunnels hergestellt. Die Stützen für den alten Tunnel blieben dabei an Ort und Stelle und wurden in den Beton eingebettet. Diese Arbeiten wurden in der nächtlichen Betriebspause ausgeführt, das Einbauen der neuen Ringe ging aber während des Betriebes im alten Tunnel vor sich, ohne daß dieser Betrieb gestört werden durfte.

Der neue Tunnel führt durch Unterirdisches, in dem im Londoner Ton Taschen mit Schwimmsand sitzen. Es mußte deshalb unter Druckluft gearbeitet werden. Um das Entweichen der Druckluft in den alten Tunnel durch die Öffnungen in der alten Tunnelröhre, durch die deren Ringe mit Mörtel hintergossen worden waren, zu verhindern, mußten die Öffnungen dicht abgeschlossen werden. Die Massen zum Freilegen des neuen Tunnelquerschnitts wurden von Hand hereingewonnen. Der Gebrauch von Maschinen war wahrscheinlich deshalb nicht angängig, weil Erschütterungen vom alten Tunnel ferngehalten werden mußten. Wkk.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 1, S. 20.



Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Rollschütz. (Kl. 84a, Nr. 432 350 vom 12. 8. 1924 von Gutehoffnungshütte Oberhausen Akt.-Ges. in Oberhausen, Rhld.) — Zur selbsttätigen Abdichtung des Schützes im Bereiche der Verschlußstellung werden gleichlaufend gerichtete schräge Laufbahnen c_1 vorgesehen, auf denen die Schütztafel a, a_1 mit ihren Rollen b gleitet. Die Laufbahnen sind so geneigt, daß sich die Schütztafel durch ihr Eigengewicht mit Keildruck gleichmäßig gegen den Dichtungsrahmen d preßt und daß der Druck des Oberwassers in der Hubrichtung der Schütztafel wirkt, so daß die Tafel mit geringem Kraftaufwande gehoben werden kann.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Arnoldt, Vorstand des E. B. A. 1 Wittenberge, zum E. B. A. 3 Berlin, Friedrich Müller, Mitglied der R. B. D. Frankfurt (M.), als Mitglied zum E. Z. A. in Berlin, Winde, Vorstand der Eisenbahn-Bauabteilung Hamburg-Billwärder, als Vorstand zum E. B. A. 1 Wittenberge, Bruno Zimmermann, bisher bei der R. B. D. Altona, nach Hamburg als Vorstand der Eisenbahn-Bauabteilung Hamburg-Billwärder, Robert Wagner, bisher in Mainz, als Werkdirektor zum E. A. W. Darmstadt Wagenwerk, Wolfgang Köhler, Werkdirektor des E. A. W. Krefeld-Oppum, zur R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder) und Rettich, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Eßlingen, als Werkdirektor zum E. A. W. Aalen sowie der Reichsbahnbaumeister Dencker, bisher bei der R. B. D. Köln, zum E. Z. A. in Berlin.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnrat Dr.-Ing. Willy Fuchs, Vorstand der Hochbausektion Stuttgart, und die Reichsbahnamtmänner Rüdiger, Rechnungsrevisor beim Prüfungsamt der R. B. D. Oppeln, und Meder, Leiter der Güterstation des Münchener Hauptbahnhofs.

Preußen. Überwiesen wurde der Regierungsbaumeister (W.) Walther unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst dem Wasserbauamt in Norden (mit dem Dienstsitz in Norderney).

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer, Alfred Giesecke, Bruno Herrgeist und Anton Kuhn (Wasser- und Straßenbaufach).

INHALT: Wiederherstellungsarbeiten einer Beton-Straßenbrücke über zwei Eisenbahn-Hauptgleisen in Rosengarten bei Frankfurt a. d. O. — Schleusen ohne Umläufe. — Schwedische Normen für eiserne Straßenbrücken. — Vermischtes: Bekanntmachung. — Verfügung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung, betr. Vorläufige Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus Siliciumstahl (St Si). — Preisgericht für den Spannungs- und Schwingungsmesser (Wettbewerb der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft). — Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Kanal- und Schleusenbauten in Mecklenburg. — Wirkungen des Sturmes in Florida auf Gebäude. — Tagung der amerikanischen Stahlindustrie. — Umbau eines Untergrundbahntunnels im Betriebe. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 21. Januar 1927. Heft 4

Alle Rechte vorbehalten.

Vier Brückenverschiebungen beim Bau der 3. Schleuse Münster.

Von Regierungsbaurat **Struckmann** (Ottmachau) und Regierungsbaumeister Dr.-Ing. **Mügge** (Henrichenburg).

Beim Bau der 3. Schleuse Münster i. W. ergab sich die Notwendigkeit, vier Brückenverschiebungen auszuführen, die in wesentlichen Punkten voneinander abwichen. Die Arten der Verschiebung und die hierbei gewonnenen Erfahrungen dürften in weiteren Kreisen Beachtung finden. Sie sollen daher nachstehend kurz beschrieben werden:

Abb. 1a. Alte Schiffahrterdammbrücke an ihrer ursprünglichen Stelle.

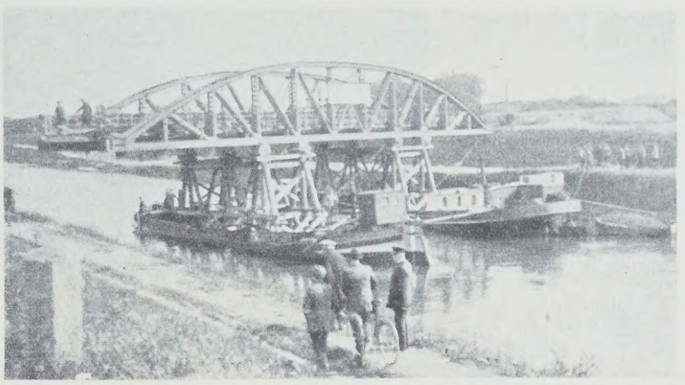


Abb. 1c. Die Brücke während der Fahrt.

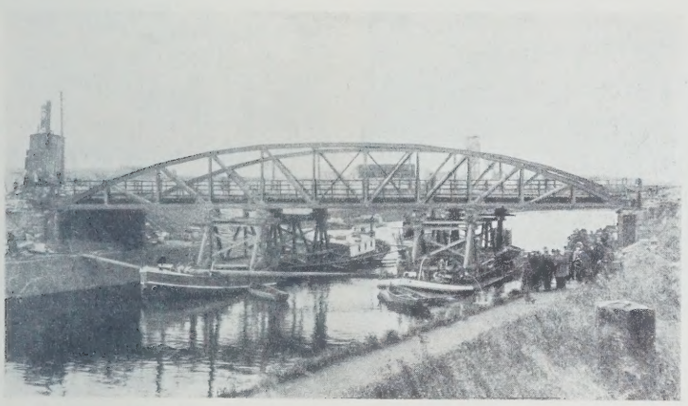


Abb. 1b. Die Brücke kurz vor dem Abfahren von der ursprünglichen Stelle.

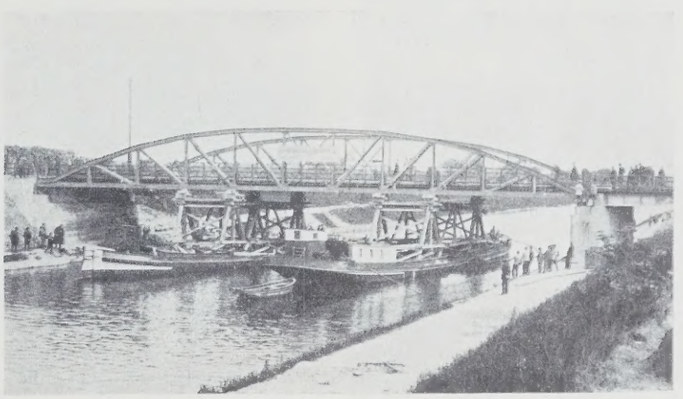


Abb. 1d. Die Brücke nach dem Eintreffen an der neuen Stelle.

1. Erste Verschiebung der alten Schiffahrterdammbrücke (Abb. 1a bis 1d).

Die alte Schiffahrterdammbrücke lag etwa 250 m nördlich der Schleuse Münster und diente zur Überführung der Heerstraße Münster—Osnabrück über den Dortmund-Ems-Kanal. Ihre Beseitigung wurde durch die erhebliche Erweiterung des unteren Vorhafens der 3. Schleuse Münster erforderlich. Infolge der Besetzung des Ruhrgebiets Anfang 1923 war es nicht möglich, die als Ersatz dienende, von der Firma Harkort, Duisburg, zu liefernde neue Brücke rechtzeitig an ihre Verwendungsstelle heranzuschaffen. Damit jedoch die Baggerarbeiten im unteren Vorhafen nicht aufgehalten wurden, mußte die alte Brücke beseitigt werden. Sie wurde daher am 12. Juni 1923 um etwa 500 m nach Norden neben die Stelle für die neue Brücke verschoben. Hier diente sie so lange als Notbrücke, bis die neue Schiffahrterdammbrücke fertiggestellt und in Betrieb genommen war.

Da es darauf ankam, den Schiffahrtverkehr und den Straßenverkehr über die Brücke während der Verschiebung nur für eine möglichst kurze Zeit zu sperren, mußte die Brücke mit der aus Schotter bestehenden Fahrbahnabdeckung verschoben werden. Das Eigengewicht der rd. 39 m langen Brücke einschließlich der Fahrbahndecke betrug 265,4 t. Die Verschiebung selbst geschah in der Weise, daß zwei mit Wasser belastete und mit Gerüsteinbauten versehene Schiffe unter die Brücke gefahren, festgekeilt, unter sich abgesteift, mit der Brücke durch Drahtseile verspannt und leergepumpt wurden, so daß die Brücke zum Schwimmen kam. Dann wurde die Brücke nach der neuen Brückenstelle gezogen (s. Abb. 1c) und durch Belasten der Schiffe auf die hier vorher errichteten, vorläufigen Widerlager abgesetzt (s. Abb. 1d).

Von besonderer Wichtigkeit bei der Verschiebung war die Frage des Ballastes. Für die Standsicherheit der Schiffe wäre zweifellos ein fester Ballast am besten gewesen. Wegen der Gerüstbauten in dem Schiff war ein solcher jedoch schwer unterzubringen. Außerdem hätte das Ein- und Ausladen des festen Ballastes zu viel Zeit erfordert. Wasserballast ist für die Standsicherheit des Schiffes weniger günstig, da bei einem geringen Überneigen des Schiffes nach einer Seite das Wasser sofort nach dieser Seite läuft. Trotzdem wurde Wasserballast gewählt, da er sich in dem Schiffsraum leicht unterbringen und schnell ein- und auspumpen ließ. Zur Verwendung kamen zwei Harener Pünten (Selbstfahrer) von zusammen rd. 445 t Tragfähigkeit. Da die im Achterteil der Schiffe liegenden Wohn- und Maschinenräume gegen den Laderaum nicht wasserdicht abgeschlossen waren, mußte hier behelfsmäßig eine Schottwand eingebaut werden. Eine weitere Schottwand mußte etwa in der Mitte des Laderaumes aus folgendem Grunde vorgesehen werden.

Die verwendeten Schiffe hatten keine zur Querachse des Schiffes symmetrische Form, vielmehr waren die Schiffe vorn breiter als hinten. Durch den Einbau der hinteren Schottwand ging ferner ein Teil des Laderaumes verloren. Um die Mittelkraft der lotrechten Gewichte mit dem Auftrieb zusammenfallen lassen zu können, wäre es daher erforderlich gewesen, die Gerüsteinbauten nicht in die Mitte des Laderaumes zu stellen, sondern nach vorn zu rücken. Dieses war jedoch wegen der erheblichen Verbreiterung der Gerüste, die in Rücksicht auf eine weitgehende Druckverteilung auf den Boden der Schiffe nötig geworden wäre, nicht möglich. Es war daher mit Sicherheit zu erwarten, daß die Schiffe beim Füllen mit Wasserballast vorn tiefer eintauchen würden als hinten. Um dieses zu vermeiden und um den hinteren Teil der Schiffe mit einer höheren Wasserschicht als den vorderen Teil belasten zu können, wurde die mittlere Schottwand angeordnet.

Die Schottwände bestanden aus 5 cm starken Bohlen, die durch übereinander liegende Sprengwerke mit Spannriegeln und Zangen gegen die Seitenwände und den Boden der Schiffe abgesteift wurden. Um die Bohlenwände zu dichten, wurde vor ihnen eine 20 cm starke Mauer aus Beton aufgeführt und auf der Wasserseite verputzt. Die Mittelwand war gleichfalls aus Beton hergestellt und auf beiden Seiten verputzt. Die so hergestellten Schottwände haben sich gut bewährt.

Die Schiffe wurden am Nachmittag vor der eigentlichen Verschiebung unter die Brücke gefahren und festgekeilt. Um eine größere Fahrwassertiefe zu erzielen, wurde nach dem Unterfahren der Schiffe das Sicherheitstor am Ems-Brückenkanal geschlossen, und der Wasserspiegel während der darauffolgenden Nacht in dem Abschnitt Schleuse Münster—Sicherheitstor um 50 cm angespannt. Beim Absetzen der Brücke an der neuen Brückenstelle wurde der Wasserspiegel dann wiederum 50 cm gesenkt. Dies hatte auch den Vorteil, daß weniger Wasser in die Schiffe ein- und ausgepumpt zu werden brauchte.

Das Ein- und Auspumpen des Wasserballastes geschah durch eine Kreiselpumpe des Werkstattschiffes „Vulkan". Obwohl die Pumpe 200 m³/Std. leistete, dauerte das Ein- und Auspumpen zu lange, und zwar deshalb, weil das Verlegen der aus eisernen Flanschenrohren bestehenden Saugleitung zu viel Zeit erforderte. Bei einer späteren ähnlichen Brückenverschiebung wurde das Werkstattschiff daher zum Ein- und Auspumpen nicht wieder verwendet (siehe unter 4). — Das Vorziehen der Brücke besorgten zwei Kolonnen, die auf den Leinpfaden gingen. Außerdem war auf jedem Leinpfad noch eine Kolonne zum Rückhalten aufgestellt, so daß im ganzen vier Kolonnen tätig waren. Die Leitung der Fahrzeuge geschah durch Zuruf von der Brücke aus an die Zugkolonnen.

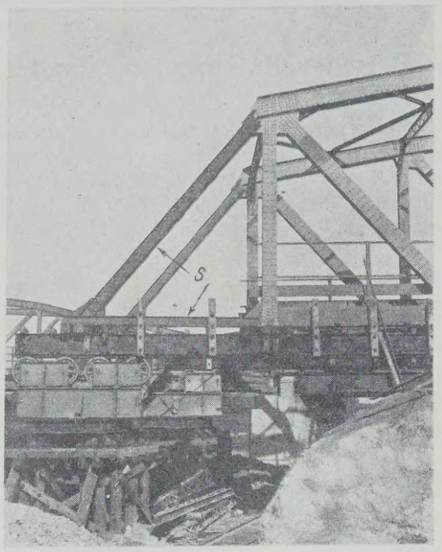


Abb. 2a.
Linkes Brückenende vor dem Überschieben.

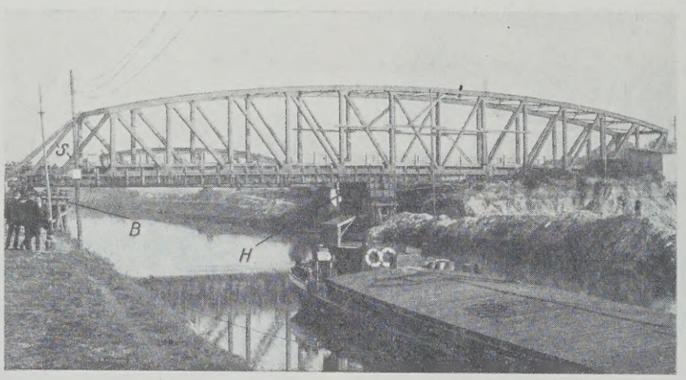


Abb. 2b. Die Brücke während des Überschiebens.
Der Hilfsschnabel *S* hat den linken Hilfsbock *B* erreicht.

Da nach dem Freischwimmen der Brücke die Brückenenden beiderseits überkragten, bekam ein Teil der aus Flacheisen bestehenden Schrägen Druckkräfte. Diese Schrägen waren daher vorher durch kräftige Rundhölzer ausgesteift worden. Obwohl die Rundhölzer in den Knotenpunkten der Gurtungen scharf angekeilt waren, nahmen sie den Druck doch nicht in dem erwarteten Maße auf. Hierdurch erhielt die Brücke eine gewisse Verwindung, was sich beim Hochschwimmen der Brücke dadurch bemerkbar machte, daß die vier Auflagerstellen nicht gleichzeitig von den vier Auflagern freikamen. Die Brücke mußte daher über das notwendige Maß abgehoben werden. Erschwerend wirkte hierbei der Umstand, daß die Brücke schief war. Bei der späteren zweiten Verschiebung dieser Brücke wurden daher unter Verzicht auf die Aussteifung mit Rundhölzern Gegenschrägen eingezogen (s. unter 4).

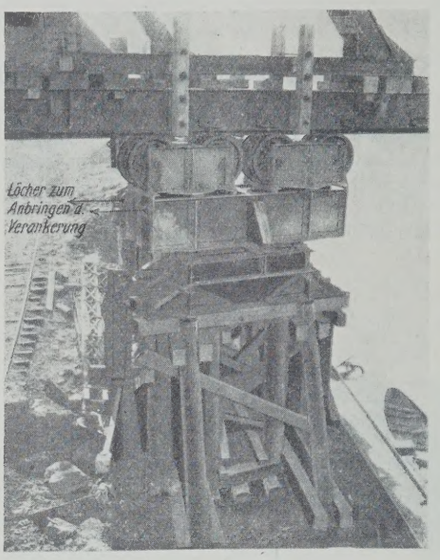


Abb. 2c.
Hilfsbock *H* auf dem östlichen Kanalufer.

Die eigentliche Verschiebung um 500 m dauerte etwa ½ Stunde. Der Schiffsverkehr war etwa 24 Stunden, der Straßenverkehr etwa 46 Stunden gesperrt.

Die Verschiebung wurde von der Brückenbau-A.-G. Flender in Benrath ausgeführt.

2. Einschieben der neuen Schiffahrterdammbrücke
(Abb. 2a bis 2e).

Die neue Schiffahrterdammbrücke (siehe unter 1) hat eine Spannweite von 76 m. Ihr Eigengewicht zur Zeit des Einschiebens betrug 314 t. Die Brücke wurde zunächst auf dem östlichen (rechten) Ufer zusammengebaut und dann nach dem westlichen (linken) Ufer über den Kanal vorgezogen. Zu diesem Zwecke wurde auf dem rechten Ufer ein aus 18 Pfosten bestehender und mit Rollenwagen versehener Hilfsbock *H* (Abb. 2a, 2b u. 2c) aufgebaut, über den die Brücke vorgezogen wurde. Das rechte Brückenende war hierbei ebenfalls durch ein auf einer Rollbahn laufendes Rollager

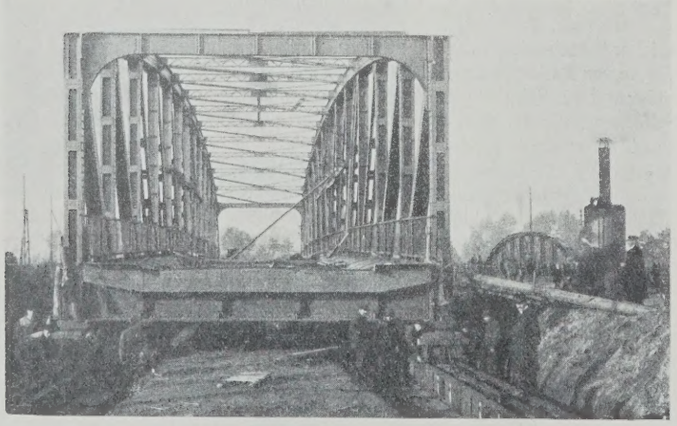


Abb. 2d. Rechtes Brückenende. Rollenlager und Rollbahn.
Umlegen der Walzen während des Überschiebens.

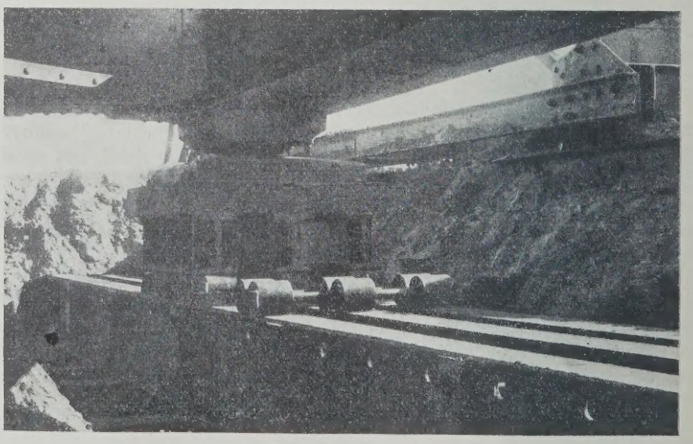


Abb. 2e. Rechtes Brückenende.
Rollenlager und Rollbahn.

unterstützt. Die Schwerpunktlage der Brücke gegen Ende des Einschiebens bedingte besondere Maßnahmen zur Sicherung der Brücke gegen Überkippen. Zunächst wurde an das linke Brückenende ein 5 m langer Hilfsschnabel *S* — siehe in Abb. 2a u. 2b — vorübergehend angebaut. Außerdem wurde ein weiterer, aus zwölf Pfosten bestehender Hilfsbock *B* auf dem linken Ufer vor dem Widerlager errichtet (s. Abb. 2b). Hierdurch wurde erreicht, daß das westliche Brückenende auf dem westlichen Kanalufer rechtzeitig ein Auflager fand. Nachdem der Schnabel den linken Hilfsbock erreicht hatte, wurden die Rollenwagen auf dem rechten Hilfsbock ausgebaut, ein Teil von ihnen auf dem linken Hilfsbock aufgesetzt, die Brücke bis in ihre endgültige Stellung vorgezogen und mit Hilfe von Wasserdruckpressen auf die Auflager abgesenkt.

Das Vorziehen geschah mit Hilfe von Flaschenzügen und Kabelwinden. Desgleichen war eine Kabelwinde zum Rückhalten der Brücke angeordnet. Zur Erleichterung des Vorziehens der Brücke wurde die Rollenbahn in eine Neigung von 1:100 verlegt. Um für die Rollen auf den beiden Hilfsböcken bei dem Einschieben eine Laufbahn zu schaffen, wurden an die leicht gekrümmten Untergurte der Hauptträger in der linken Brückenhälfte je zwei Walzträger I 55 mit Kranschienen Nr. 3 angehängt (Abb. 2a u. 2b). Der Auflagerdruck wurde lediglich in den Knotenpunkten unter Verwendung von Sattelhölzern übertragen, deren Höhe der jeweiligen Krümmung der Untergurte entsprach.

Der größte Druck auf den rechten Hilfsbock *H* (Abb. 2a, 2b u. 2c) betrug kurz vor Erreichung des linken Hilfsbockes rd. 288 t. Die Rollenwagen des rechten Hilfsbockes enthielten für jeden Untergurt acht Rollen, die zu je zwei auf einer Achse saßen und paarweise durch drei vollwandige Träger zu einem Rollenschemel vereinigt waren. Je zwei Rollenschemel waren auf einem Wagebalken aufgesetzt, der aus drei vollwandigen Trägern gebildet wurde. Auf diese Weise wurde erreicht, daß der Hilfsbock stets zentrisch belastet wurde. Zur Aufnahme des den Kopf des Hilfsbockes *H* wagerecht belastenden Rollwiderstandes waren die Wagebalken durch Drahtseile mit dem rechten Widerlager verankert. In Abb. 2c sind die Verankerungstaue noch nicht angebracht, es sind jedoch die hierfür vorgesehenen Knotenbleche mit Löchern zu erkennen.

Das rechte Brückenende ruhte auf einem Rollenlager, dessen Druck durch Vermittlung eiserner Walzen auf die festgelegte Rollbahn übertragen wurde (Abb. 2d u. 2e). Um den Auflagerdruck auf eine größere Zahl von Walzen zu verteilen, ruhte der obere Lagerkörper auf einer Unterlage aus Differdinger Trägern von 1,6 m Länge, die durch Stehbleche zusammengehalten wurden. Die bei dem Überschieben der Brücke benutzten Walzen von 100 mm Durchm. waren zu je zwei durch Flacheisen miteinander verbunden, wodurch ein Verschieben der Walzen verhindert wurde (Abb. 2e). Der Abstand der Walzen war so gewählt, daß immer sechs Walzen, d. h. drei Walzenrahmen, zur Druckübertragung vorhanden waren. Ein vierter Walzenrahmen wurde bei der Verschiebung vorgelegt. Die Walzen übertrugen den Lagerdruck auf eine in Neigung 1:100 verlegte Bahn von drei miteinander verschraubten I 50, die auf Holzschwellen ruhten. Die Schrägen und Pfosten der mittleren Brückenfelder wurden, da sie bei dem Überschieben erhebliche Druckkräfte bekamen, durch hölzerne Verstrebungen in der Trägerebene gegen Ausknicken gesichert (Abb. 2b). — Das Hinüberziehen der Brücke über den Kanal wurde am 12. Oktober 1924 von der Brückenbauanstalt Harkort in Duisburg ausgeführt und dauerte einen Vormittag.

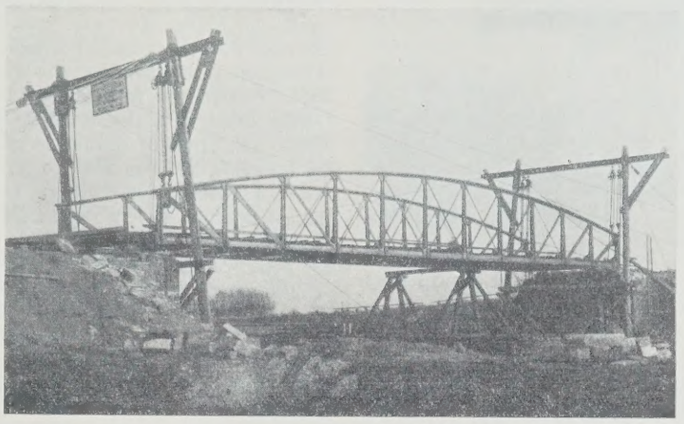


Abb. 3a. Abheben des rechten Brückenendes von dem Widerlager.

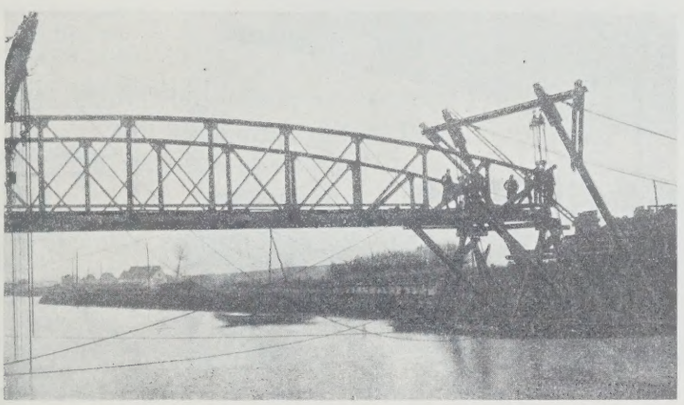


Abb. 3b. Das rechte Ende ist kurz vor dem Anlandschieben der Brücke auf das Schiffsgerüst abgesetzt. Die Flaschenzüge werden gerade von dem Obergurte gelöst.

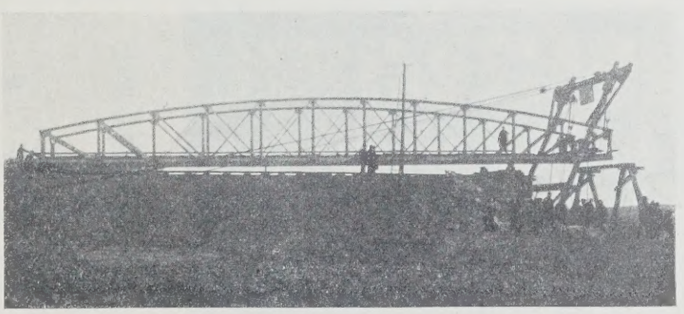


Abb. 3c. Abheben des rechten Brückenendes vom Schiff nach dessen Ankunft am linken Ufer.

3. Verschiebung der Coppenrathbrücke (Abb. 3a bis 3c).

Die Coppenrathbrücke lag etwa 500 m südlich der Schleuse Münster. Sie mußte wegen der beträchtlichen Erweiterung des oberen Vorhafens beseitigt werden. Ein Ersatzbau war nicht erforderlich, weil der Verkehr über die benachbarten Brücken geleitet werden konnte. Die Brücke hatte eine Stützweite von 31,79 m und nach Beseitigung des Bohlenbelages noch ein Eigengewicht von 40,8 t.

Die Brücke wurde am 30. November 1924 auf das westliche (linke) Kanalufer geschoben und hier abgesetzt. Das linke Brückenende wurde hierbei durch zwei auf Schienenbahnen laufende Wagen unterstützt, während das rechte Ende durch ein unter die Brücke gefahrenes Schiff von etwa 80 t Tragfähigkeit getragen wurde (Abb. 3a u. 3b). Die Brücke wurde alsdann mit Hilfe von Flaschenzügen und Kabelwinden vorgezogen. Zum Rückhalten der Brücke sowie zur seitlichen Führung waren ebenfalls Kabelwinden aufgestellt.

Da es sich um eine leichte Brücke handelte und der Auflagerdruck auf das Schiff nur etwa 42 t ausmachte, wurde bei dieser Verschiebung auf die Belastung des Schiffes durch Ballast ganz verzichtet. An beiden Ufern wurden nach dem Lande zu verankerte und an den unteren Enden drehbar gelagerte Galgen errichtet, an denen die Brückenenden mit Hilfe von Flaschenzügen aufgehängt wurden. Mit Hilfe des rechten (östlichen) Galgens wurde das rechte Brückenende vom Auflager abgehoben und unter Neigung des östlichen Galgens nach dem Kanal zu und unter Anziehen der an diesem Galgen hängenden Flaschenzüge auf das Schiffsgerüst gelegt (Abb. 3b). Ebenso wurde das rechte Brückenende, nachdem das Schiff am linken Ufer angekommen war, mit Hilfe des linken Galgens vom Schiff abgehoben und auf untergeschobene Wagen gesetzt. Alsdann wurde die Brücke in die endgültige Lage auf der Brückenrampe vorgezogen (Abb. 3c).

Die Verwendung derartiger Galgen zum Abheben vom Auflager bezw. vom Schiff ist nur bei sehr leichten Brücken anwendbar, da bei schwereren Brücken die Ausbildung der Galgen zu verwickelt und zu teuer werden würde. Im übrigen ist die Verwendung von Galgen nach den hier gemachten Erfahrungen wenig zu empfehlen. Die Neigung des Galgens muß während des Abhebens der Brücke dauernd verändert werden, damit die an dem oberen Querträger des Galgens aufgehängten Flaschenzüge immer senkrecht hängen. Infolgedessen muß auch die Höhenlage des Brückenendes mittels der am Galgen hängenden Flaschenzüge dauernd geregelt werden. Diese Arbeiten nehmen viel Zeit in Anspruch.

Die unteren Enden der Galgenstiele müssen dicht vor den Widerlagern gelenkartig gelagert werden. Die Durchbildung dieser Gelenke wird im allgemeinen nur dem vorübergehenden Zweck entsprechend sein können. Durch gewisse, nicht zu vermeidende geringe Ungenauigkeiten in der Lagerung der Galgenfüße kommen beim Neigen der Galgen Verwindungen und ruckartige Bewegungen in die Bauteile, die leicht zu einem

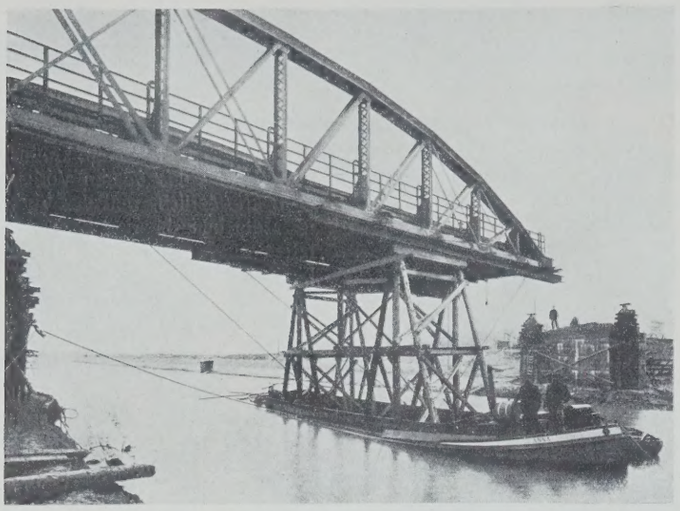


Abb. 4a. Das rechte Brückenende wird während des Überschiebens von dem Schiffsgerüst getragen.

Abb. 4b. Das Schiff hat das linke Kanalufer erreicht.

Abb. 4c. Das Schiff und Gerüst wird nach der Überfahrt gegen das Widerlager abgesteift. Im Hintergrunde die neue Brücke.

Bruch des Galgens, der Ketten und Flaschenzüge führen können. Außerdem ist ein völlig gleichmäßiges Anziehen bezw. Nachlassen der die Galgen haltenden Taue und der die Brückenenden tragenden Flaschenzüge kaum durchführbar. Auch hierdurch entstehen leicht Verwindungen des Galgens, die Erschütterungen und Stöße verursachen können.

Das Bockgerüst im Schiff war so ausgebildet, daß die Hauptträger nur in einem Punkte unterstützt wurden. Um ein Drehen des Gerüstes um diesen Punkt und damit ein Weggleiten des Schiffes unter der Brücke zu verhindern, wurden Schiff und Schiffsgerüst gegen die Brücke durch einen Dreieckverband zug- und drucksicher abgesteift. Diese Anordnung hat sich bewährt.

Die Verschiebung wurde von der Brückenbauanstalt Harkort in Duisburg ausgeführt und dauerte einen Vormittag.

4. Zweite Verschiebung der alten Schiffahrterdammbrücke

(Abb. 4a bis 4e).

Es handelt sich hier um die endgültige Beseitigung der bereits unter 1 erwähnten alten Schiffahrterdammbrücke. Die Brücke wurde auf das westliche (linke) Kanalufer geschoben und hier abgesetzt. Zu diesem Zwecke wurde das linke Brückenende durch zwei Walzenlager unterstützt. Unter das rechte Brückenende wurde ein mit Wasserballast belastetes und mit Gerüstböcken versehenes Schiff von 130 t Tragfähigkeit gefahren und leergepumpt. Das Brückenende wurde somit zum Schwimmen gebracht (Abb. 4a). Hierauf wurde die ganze Brücke mit Hilfe von Flaschenzügen und Kabelwinden so weit vorgezogen, bis das Schiff das linke Kanalufer erreichte (Abb. 4b u. 4c). Zum Rückhalten der Brücke und zur seitlichen Führung waren ebenfalls Kabelwinden angeordnet. Die Rückhaltekabel sind in Abb. 4b u. 4c zu erkennen.

Als das Schiff das linke Ufer erreichte, lag der Schwerpunkt der Brücke noch nicht über dem Widerlager. Die Brücke mußte daher über das Schiff selbst noch so weit vorgerollt werden, bis ein Unterstützen der rechten Brückenhälfte auf dem Lande möglich war. Erst dann konnte die Brücke gegen Kippen nach dem Kanal zu gesichert werden. Zu diesem Zwecke war auf dem Schiffsgerüst unter jedem Hauptträger eine Trägerlage von vier I 30 eingebaut und auf den Trägern in deren Mitte ein 50 cm langes Rollager vorgesehen (Abb. 4d). Nach Ankunft des Schiffes am linken Ufer wurde es in Höhe des Wasserspiegels und das Schiffsgerüst in seiner

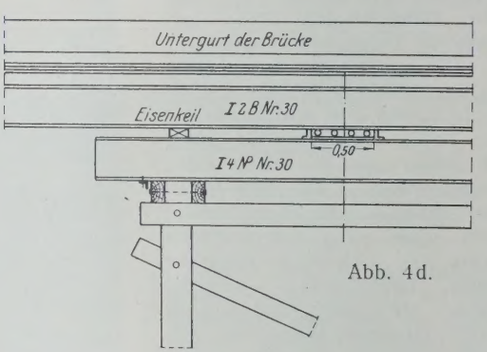


Abb. 4d.

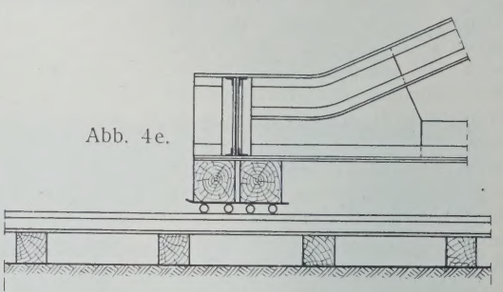


Abb. 4e.

Oberkante durch kräftige Rundhölzer gegen das Widerlager abgesteift, um den beim Vorrollen der Brücke auftretenden Schub auf das Widerlager zu übertragen und ein Umkippen des Schiffes zu verhüten (Abb. 4c). Außerdem wurden das Schiff und das Schiffsgerüst durch über Kreuz laufende Drahtseile mit dem linken Widerlager verspannt und das obere Ende des Schiffsgerüstes zur Sicherheit nach dem rechten Widerlager zu durch Drahtseile verankert.

Hierauf wurde die Brücke über das Schiff so weit vorgerollt, bis das rechte Brückenende das Rollager auf dem Schiff erreicht hatte. Alsdann wurde ein Rollager auf dem Lande unter das rechte Brückenende eingebaut und die Brücke bis zur endgültigen Lage vorgezogen.

Um eine Bahn für das Rollager auf dem Schiff zu schaffen, waren unter die Hauptträger des rechten Brückenendes je zwei Differdinger Träger Nr. 30 gehängt, die unter Verwendung von Sattelhölzern den Druck auf die Knotenpunkte der Brücke übertrugen (Abb. 4a u. 4b). Der größte

Auflagerdruck auf das Schiff betrug 83,2 t, während das Eigengewicht der Brücke nach Entfernung der aus Beton und Schotter bestehenden Fahrbahnabdeckung noch 105 t ausmachte.

Um ein Pendeln des Schiffes um das auf dem Gerüst ruhende Rollager während der Überfahrt über den Kanal zu vermeiden, wurde das Schiff beiderseits durch eingeschobene eiserne Keile gegen den Untergurt festgelegt. Während der Überfahrt wurde das Rollager außerdem durch beiderseits vorgeschraubte Winkeleisen gesichert. Weiterhin wurde das Schiffsgefäß mit der Brücke durch Drahtseile verspannt. Die Rollen des Walzenlagers bestanden aus Rundeisenstäben von 6 cm Durchm. Sie liefen auf einer 50 cm langen Eisenplatte und mußten nach Freiwerden immer wieder einzeln vorgelegt werden.

In ähnlicher Weise wie auf dem Schiff war auch das Rollager am linken Brückenende ausgebildet (Abb. 4e).

Beim Verschieben der Brücke kragte das rechte Brückenende aus. Die schlaffen Schrägen erhielten dadurch teilweise Druck und mußten gegen Ausknicken gesichert werden. Dieses geschah durch Einziehen von Gegenschrägen. Diese Anordnung hat sich besser bewährt als das Aussteifen der schlaffen Schrägen mit Rundhölzern (siehe unter 1).

Das Voll- und Leerpumpen des Schiffes geschah in diesem Falle nicht durch das Werkstattschiff, sondern durch zwei kleine Kreiselpumpen, die durch unmittelbar gekuppelte Elektromotoren angetrieben wurden, und deren Saugleitungen aus beweglichen Spiralschläuchen bestanden. Die Pumpen waren auf dem Heck des Schiffes aufgestellt (Abb. 4c). Sie leisteten nicht nur beim Voll- und Leerpumpen des Schiffes, sondern auch bei der Regelung der Höhenlage des Schiffes, als die Brücke über das Schiffsgerüst vorgezogen wurde, ausgezeichnete Dienste. Die Leistung der beiden Pumpen betrug zusammen 60 m³/Std.

Durch die auf dem Schiffsgerüst liegenden acht I 30, die die beiden Rollager trugen, wurde die Standsicherheit des Schiffes ungünstig beeinflußt. Sie wurde durch den beweglichen Wasserballast noch vermindert. Das Unterfahren des mit Wasser belasteten Schiffes unter die Brücke konnte nur mit größter Vorsicht geschehen. Das Schiffsgerüst mußte hierbei nach beiden Ufern durch Drahtseile gehalten werden. Bei künftigen, ähnlichen Ausführungen scheint es daher empfehlenswert, die eisernen Trägerlagen erst aufzubringen, nachdem das Schiff unter die Brücke eingefahren ist.

Um an der Verschiebestelle eine größere Wassertiefe zu erzielen und das Schiff näher an das Ufer heranbringen zu können, war ursprünglich geplant, das Sicherheitstor am Emsbrückenkanal zu schließen und die 7,4 km lange Haltung Schleuse Münster—Ems-Brückenkanal wie unter 1 etwas anzuspannen. Die Anspannung ließ sich jedoch in diesem Falle aus folgendem Grunde nicht durchführen. Am Tage vor der Verschiebung wurde mehrfach geschleust. Nachmittags um 5 Uhr wurde das Sicherheitstor am Ems-Brückenkanal niedergelegt. Als mit der Anspannung des Wasserspiegels begonnen werden sollte, stellte sich heraus, daß in der Haltung Schleuse Münster—Sicherheitstor erhebliche Schwankungen des Wasserspiegels auftraten, die eine Anspannung unmöglich machten. Mit diesen Schwankungen war zwar von vornherein gerechnet worden, jedoch war nicht vorauszusehen, daß sie so erheblich sein würden. Die größte gemessene Wasserspiegelschwankung betrug 57 cm. Die Spiegelschwankungen wurden einmal durch die Schleusungswellen verursacht, die erfahrungsgemäß besonders stark in kurzen Haltungen auftreten. Sie wurden zum anderen noch dadurch verstärkt, daß am Vortage der Verschiebung, etwa mittags, unerwartet Windstille eintrat. Während tagelang vorher ein kräftiger Südwestwind geweht und das Wasser von der Schleuse Münster nach Norden fortgetrieben hatte, flutete nunmehr das Wasser plötzlich zurück, wodurch die Spiegelschwankungen verstärkt wurden.

Die Brückenverschiebung wurde von der Firma C. H. Jucho in Dortmund am 22. Februar 1926 ausgeführt. Das Schiff wurde am Nachmittag vorher unter die Brücke gefahren. Die eigentliche Verschiebung begann am nächsten Morgen und dauerte etwa 12 Stunden.

Versuche über das Widerstandsmoment eiserner Spundbohlen Bauart Larssen mit zusammengepreßtem Schloß.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Erich Lohmeyer,** Ministerialrat in Berlin.

(Fortsetzung aus Heft 2.)

III. Versuche über das Widerstandsmoment gepreßter Larssen-Bohlen.

a) Ausführung der Versuche.

Die Vereinigten Stahlwerke A.-G. — Abteilung Dortmunder Union in Dortmund — haben die Wirkung der Pressung des Schlosses der Larssen-Wand durch Versuche geprüft. Der Verfasser hat den Plan dieser Versuche gemeinsam mit den Herren der Vereinigten Stahlwerke festgestellt und ihre Ausführung überwacht. Man ging von vornherein davon aus, daß Belastung durch Erddruck ausscheiden, daß man vielmehr genau nachprüfbare Lasten verwenden müsse. Aus dem gleichen Grunde konnte es auch nicht in Betracht kommen, die Spundbohlen einzurammen und irgendwie zu belasten, weil dann die Art der Einspannung unbekannt gewesen wäre und dieselbe Unsicherheit in die Rechnung gebracht hätte. Allenfalls kam in Frage, die Bohlen an einem Ende einzubetonieren und so eine leidlich bestimmbare Einspannung zu schaffen, doch war das gewünschte Ziel ebenso gut und mit erheblich geringeren Mitteln zu erreichen, wenn man die Bohlen frei auflagerte.

Die Versuche wurden mit Platten ausgeführt, die aus je 5 Einzelbohlen und je 2 halben Einzelbohlen der Größe II der nietlosen Larssen-Wand gebildet wurden. Die Platten waren 9 m lang; sie wurden als Träger auf zwei Stützen mit einer Spannweite von 8 m frei aufgelagert. Abb. 13 bis 15 zeigen die Versuchseinrichtung. Unter der Spundwandplatte lagen zwei durch Querträger verbundene I 50 von ebenfalls 9 m Länge. Die Platte war 0,50 m von beiden Enden entfernt auf diesen Längsträgern mittels eines zwischengeschalteten Breitflanschträgers Nr. 30 aufgelagert. Die Belastung wurde durch verschiebbare Rahmen, die um die Platte und die Längsträger herumgriffen, in der Weise vorgenommen, daß durch Wasserdruckpressen, die zwischen die Rahmen und die Platte gesetzt waren, die Platte und die Längsträger in Richtung aufeinander zu durchgebogen wurden. Die Wasserdruckpressen hatten einen Hub von 150 bis 160 mm, ihr Kolben einen Durchmesser von 125 mm.

Die Lastübertragung zwischen der Platte einerseits und den Querträgern unter den Wasserdruckpressen sowie den die Auflager bildenden Breitflanschträgern anderseits wurde durch nach der Bohlenform geschnittene Eichenhölzer vermittelt. Die Hölzer wurden vor Beginn der Belastung, wo es nötig war, durch Einschieben dünner Eisenplatten zum satten Anliegen gebracht.

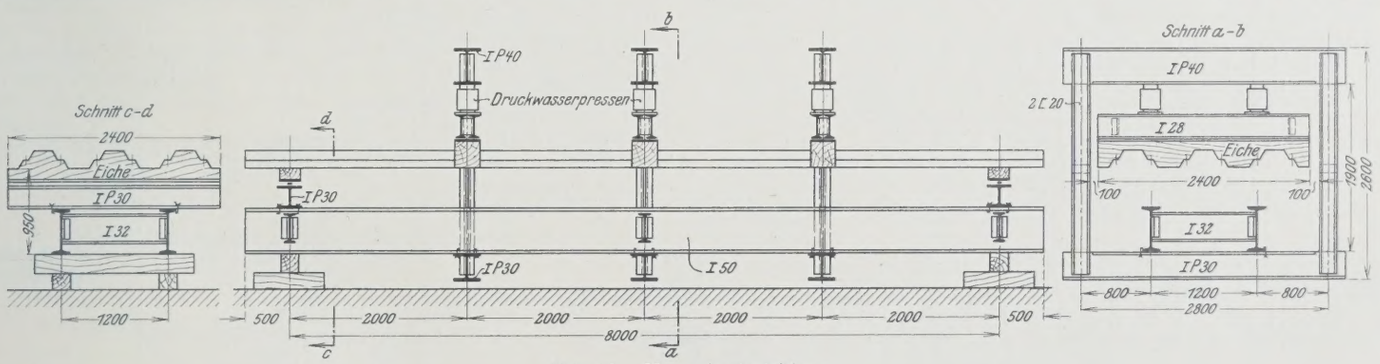


Abb. 13. Versuchseinrichtung.

Die Durchbiegungen wurden an drei Stellen der freien Länge der Bohlen gemessen, indem der Höhenunterschied der nach oben liegenden Bohlenrücken gegen drei unabhängig von der Biegungseinrichtung stehende Holzgerüste festgestellt wurde (Abb. 16). Zu diesem Zwecke wurden auf die Bohlen in der Ebene der Gerüste Eisenstücke gelegt, an denen eine Schnur befestigt war, die nach oben über eine Messingrolle führte und am freien Ende ein Gegengewicht trug. Auf der Achse der Rolle war der Zeiger eines Zifferblattes befestigt, der bei 100 mm Durchbiegung eine volle Umdrehung machte. Da an drei Gerüsten über jedem der drei Bohlenrücken gemessen wurde, waren zusammen neun Meßstellen vorhanden.

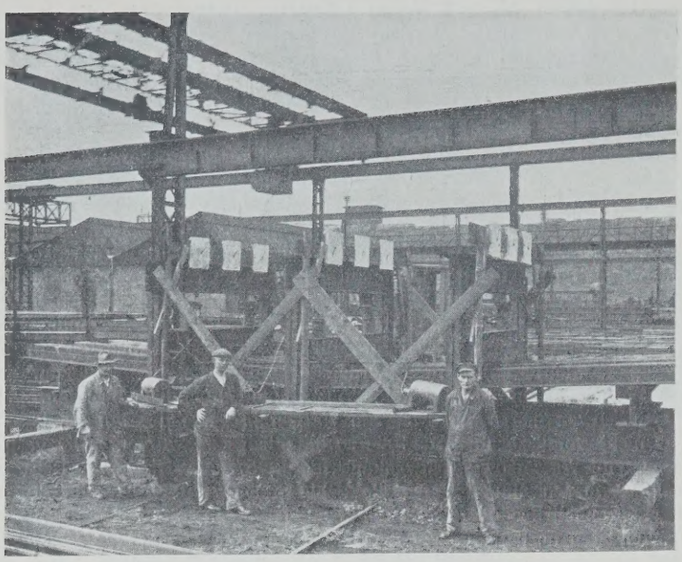


Abb. 14. Versuchseinrichtung.

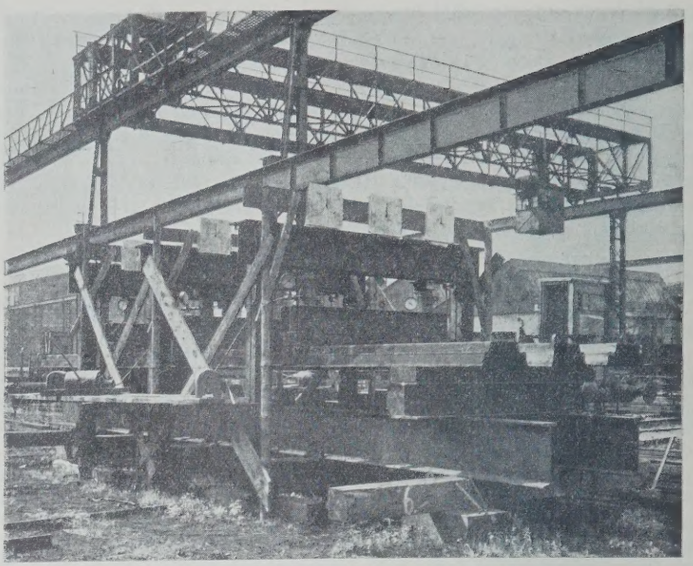


Abb. 15. Versuchseinrichtung.

Im ganzen wurden mit sieben derartigen Platten Versuche gemacht. Als Eisen wurde „Flußstahl St 37“ und „Hartstahl“ mit einer Festigkeit von 50 bis 60 kg/mm² und einer Dehnung von mindestens 18% verwendet. Jedes zweite Schloß war gepreßt, bei zwei Platten waren sämtliche Schlösser gepreßt. Auf 1 m Bohle kamen drei Preßstellen, in einem gepreßten Schloß lagen also auf der vollen Bohlenlänge (9 m) 27 Preßstellen. Zwei Platten waren 0,60 m innerhalb der Auflager, also 1,10 m von beiden Enden entfernt, mit einem Doppelgurt aus ⊏20 verholmt, um die Wirkung der Verholmung auf das Widerstandsmoment zu prüfen. Zwischen den ⊏-Eisen waren nach Abb. 17 in den Wellen der Wand Futter aus 30 cm langen ⊏18 mit einer 9 mm starken Kopfplatte eingesetzt. Jede Einzelbohle war mit dem Doppelgurt durch eine durchgehende, 22 mm starke Schraube, mit den Futterstücken und dem einen ⊏-Eisengurt durch vier kurze, 19 mm starke Schrauben verbolzt. Mit dem anderen ⊏-Eisengurt waren die gegenüberliegenden Flansche der ⊏-Eisenfutter ebenfalls mit vier kurzen, 19 mm starken Schrauben verbunden.

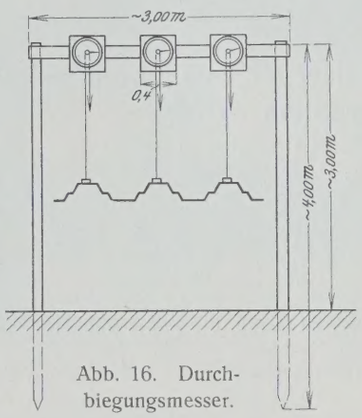


Abb. 16. Durchbiegungsmesser.

Die folgende Übersicht zeigt die Auswahl der Versuche:

Platte I. Hartstahl. Schloß 1, 3 und 5 gepreßt.
„ II. Flußstahl St 37. Schloß 1, 3 und 5 gepreßt.
„ III. Flußstahl St 37. Alle Schlösser gepreßt.
„ IV. Hartstahl. Schloß 2, 4 und 6 gepreßt.
„ V. Hartstahl. Zwei Doppelgurte. Schloß 2, 4 und 6 gepreßt.
„ VI. Hartstahl. Alle Schlösser gepreßt.
„ VII. Flußstahl St 37. Zwei Doppelgurte. Schloß 1, 3 und 5 gepreßt.

Erwähnt sei noch, daß die zulässige Spannung nach den preußischen Hochbauvorschriften vom 25. Februar 1925 bei Flußstahl St 37 1200 kg/cm², bei hochwertigem Baustahl St 48 1560 kg/cm² beträgt, bei dem verwendeten Hartstahl also bei gleicher Sicherheit mit $\frac{50}{48} \cdot 1560 = 1625$ kg/cm² angesetzt werden darf. Die Streckgrenze liegt bei St 37 bei 2400 kg/cm², bei St 48 bei 3120 kg/cm², bei dem Hartstahl 50 bis 60 kg/mm², also bei 3250 kg/cm².

Die Belastung der Platten wurde auf dreierlei Weise vorgenommen, indem man nur die Wasserdruckpressen in der Mitte zwischen den Auflagern (Belastungsfall a) oder nur die Pressen in den beiden Viertel-

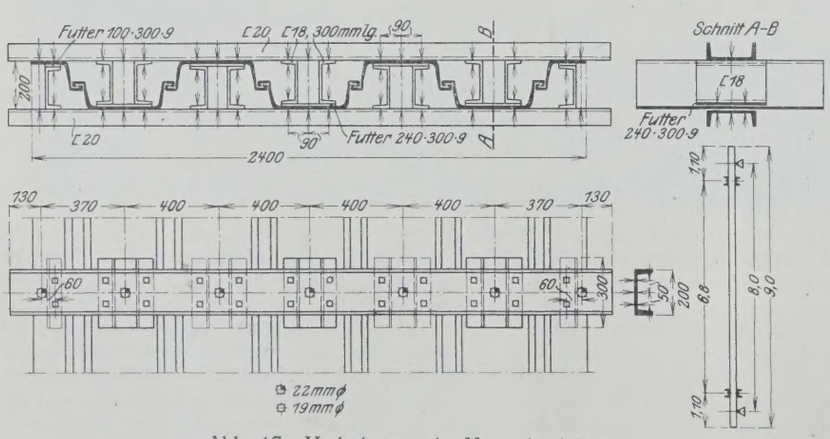


Abb. 17. Verholmung der Versuchsplatten.

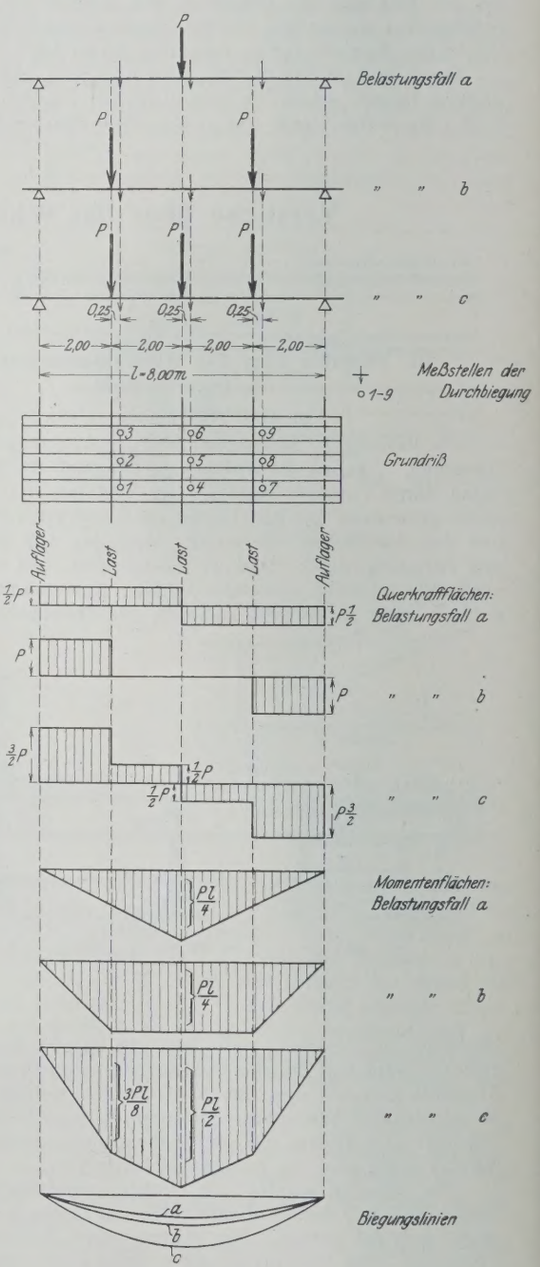


Abb. 18.
Belastungsfälle und Meßstellen.

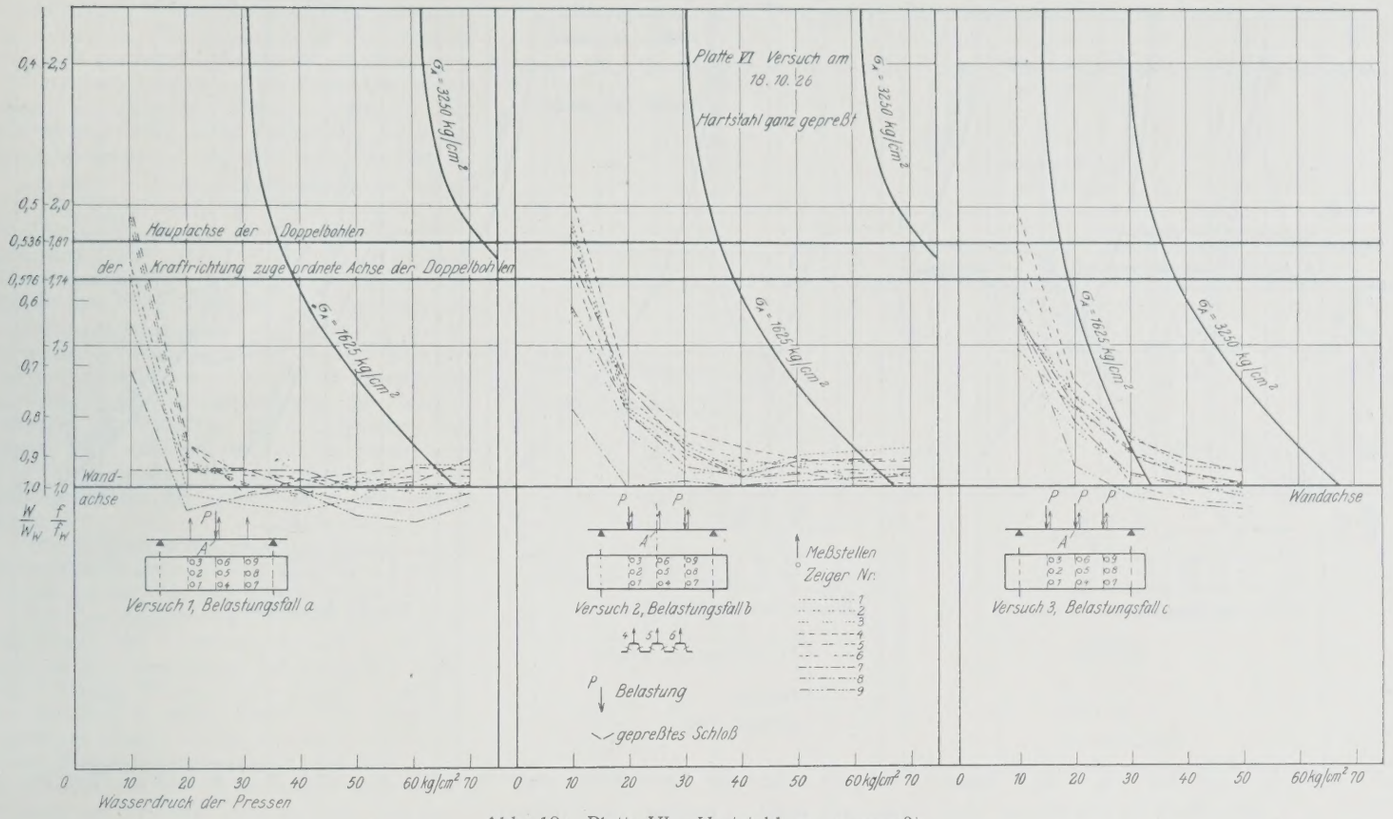


Abb. 19. Platte VI. Hartstahl, ganz gepreßt.

punkten der Spannweite (Belastungsfall b) oder alle Pressen gleichzeitig (Belastungsfall c) wirken ließ. Von der Möglichkeit, die Belastungsrahmen zu verschieben, wurde kein Gebrauch gemacht.

Die Durchbiegungen wurden nicht unmittelbar unter den Lasten, sondern des leichteren Messens halber 0,25 m daneben, nach dem rechten Auflager zu gemessen. Die gemessenen Durchbiegungen wurden dann mit den rechnerisch sich ergebenden verglichen.

Die Größe der Durchbiegungen wird errechnet aus dem Wasserdruck der Pressen und dem Widerstandsmoment der Wand, das als vorhanden angesehen wird. Ist p der Wasserdruck in kg/cm², so ist die Durchbiegung

$$f = \alpha p,$$

Der Wert α ist verschieden je nach Lage der Meßstelle und der angenommenen Größe des Widerstandsmomentes, er ist für die verschiedenen obengenannten Werte der Widerstandsmomente und die in Abb. 18 angegebenen Belastungsfälle und Meßstellen in der nachstehenden Zusammenstellung gegeben. Die Werte α für das auf die Hauptachse und das auf die der Kraftrichtung zugeordnete Achse der Doppelbohlen bezogene Widerstandsmoment sind fast genau gleich, weil die auf beide Achsen bezogenen Trägheitsmomente fast genau gleich sind (die Widerstandsmomente sind wegen des verschieden großen Abstandes der Randfaser verschieden).

Belastungsfall	Meßstelle	Wert α in der Gleichung $f = \alpha p$, worin f die Durchbiegung in mm, p der Wasserdruck in kg/cm², wenn als vorhanden angesehen wird das Widerstandsmoment bezogen auf die			
		Wandachse	Achse der Einzelbohlen	der Kraftrichtung zugeordnete Achse der gepreßten Doppelbohlen	Hauptachse der gepreßten Doppelbohlen
		α_W	α_E	α_D	α_H
a	1, 2, 3	0,462	1,278	0,862	0,862
	4, 5, 6	0,608	1,684	1,136	1,136
	7, 8, 9	0,376	1,040	0,704	0,704
b	1, 2, 3	0,666	1,846	1,244	1,244
	4, 5, 6	0,838	2,318	1,564	1,564
	7, 8, 9	0,552	1,526	1,028	1,028
c	1, 2, 3	1,128	3,124	2,106	2,106
	4, 5, 6	1,446	4,002	2,700	2,700
	7, 8, 9	0,928	2,566	1,732	1,732

Leider haben die Versuche mit den Platten III und IV kein brauchbares Ergebnis geliefert, da die Manometer der Wasserdruckpressen nicht sämtlich genau arbeiteten, wie die Nachprüfung ergab. Doch genügen die Versuche mit den übrigen Platten zur Beurteilung der Wirkung des Schlosses. Der Einfluß der Pressung des Schlosses der Doppelbohle ist für Flußstahl St 37 bei Platte II, für Hartstahl bei Platte I untersucht worden, im Zusammenwirken mit den Doppelgurten an beiden Enden der Platte für Flußstahl St 37 bei Platte VII, für Hartstahl bei Platte V, der Einfluß der Pressung aller Schlösser für Hartstahl bei Platte VI.

b) Ergebnisse der Versuche.

1. Voll gepreßte Platte.

Am unmittelbarsten kann man die Wirkung der Pressung des Schlosses bei Platte VI feststellen, bei der alle Schlösser gepreßt sind, denn der Versuch muß hier das volle, auf die Wandachse bezogene Widerstandsmoment aufweisen, wenn durch die Pressung eine so feste Verbindung der Bohlen erreicht wird, daß die Platte als einheitlicher Körper wirkt. Leider konnte bei den Versuchen ein das Ergebnis trübender Einfluß nicht ausgeschaltet werden: Die Pressung der Schlösser konnte nicht mit gleicher Genauigkeit und Zuverlässigkeit ausgeführt werden wie bei der üblichen Pressung der Doppelbohlen. Bei letzteren laufen die zusammenzupressenden Bohlen beide auf Laufrollen an der Presse vorbei und liegen dabei verhältnismäßig fest. Die Pressung der ersten beiden Bohlen der Platte VI konnte ebenso ausgeführt werden, mit jeder zu den beiden ersten Bohlen hinzukommenden Halbwellenbohle wurde aber die sichere Führung der Bohlen vor der Presse schwieriger und damit die Güte der Pressung verringert. Dieser Mangel zeigte sich besonders bei der ebenfalls voll gepreßten Platte III, deren Versuche aber wegen des ungenauen Arbeitens der Manometer ohnehin nicht verwertet werden können. Bei Platte VI konnte ein besseres Ergebnis erreicht werden, doch bleibt zu beachten, daß auch hier die Pressung in ihrer Güte beeinträchtigt ist.

Die mit Platte VI gewonnenen Versuchsergebnisse sind in Abb. 19 dargestellt. Der besseren Übersicht halber sind nicht die gemessenen Durchbiegungen f aufgetragen, sondern ihr Verhältnis zu der rechnerisch ermittelten Durchbiegung, die sich unter Einsetzung des auf die Wandachse bezogenen Widerstandsmomentes ergibt. Der seitlich angegebene Maßstab ermöglicht das unmittelbare Abgreifen des Verhältnisses des wirklichen Widerstandsmomentes zu dem auf die Wandachse bezogenen.

Die Abszissen bezeichnen den Wasserdruck der Pressen, der stufenweise an den Manometern abgelesen ist. Außerdem sind für alle drei Belastungsfälle die Linien eingetragen, die angeben, bei welcher Belastung in der Mitte der freien Spannweite der Platte, also da, wo das größte Moment auftritt, die zulässige Spannung und die Streckgrenze erreicht wird. Die Linien sind ermittelt, indem für bestimmte Größen des Widerstandsmomentes die Wasserdrücke berechnet sind, die eine Beanspruchung des Eisens in dieser Höhe zur Folge haben.

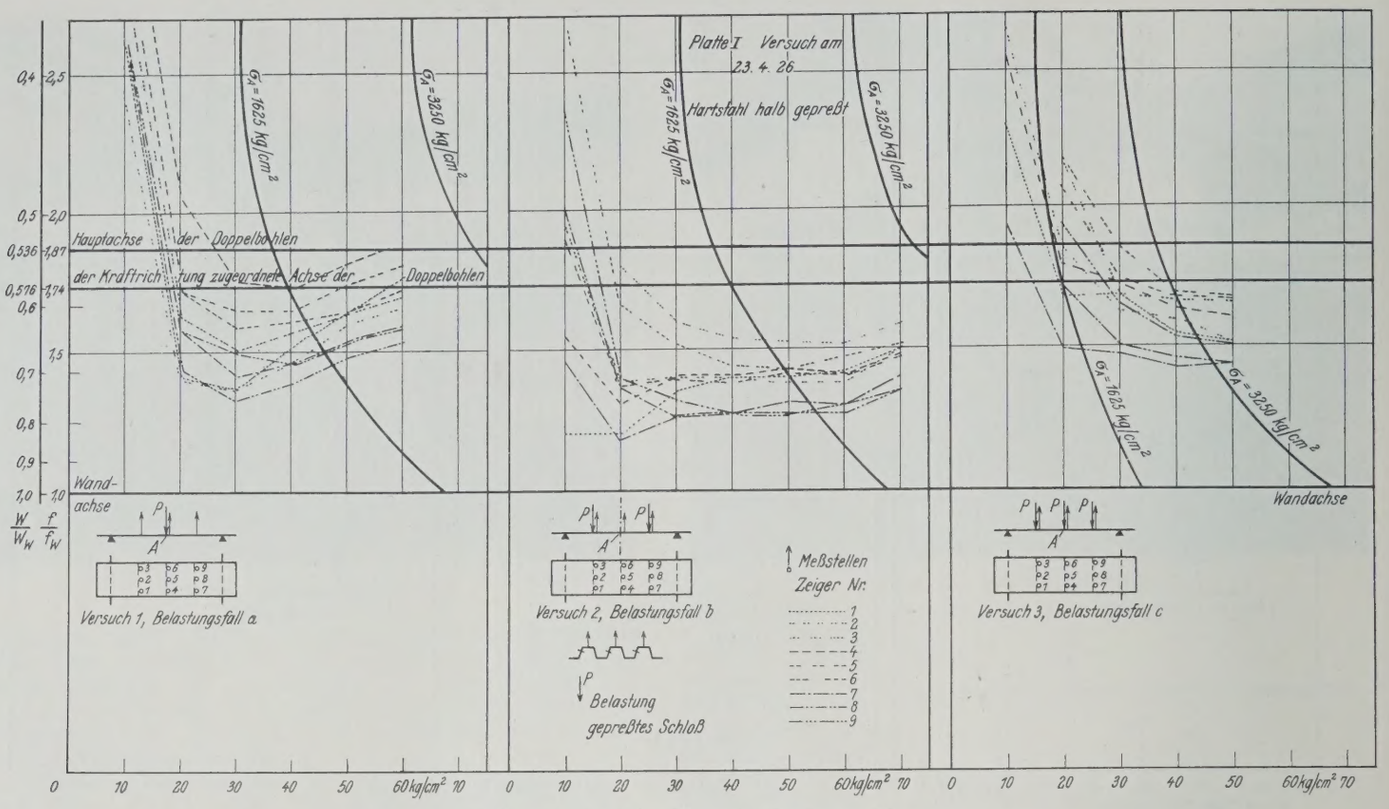


Abb. 20. Platte I. Hartstahl, halb gepreßt.

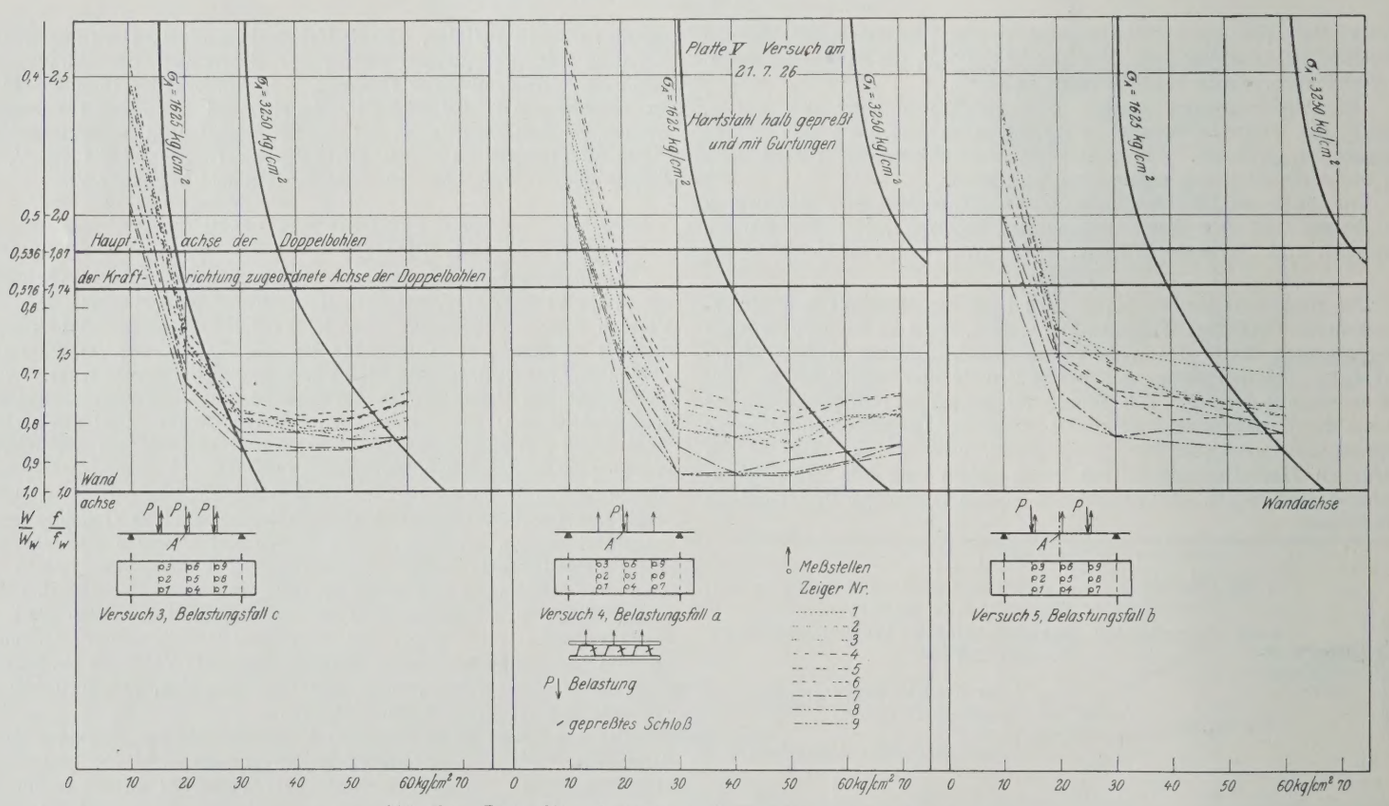


Abb. 21. Platte V. Hartstahl, halb gepreßt und mit Gurtungen.

Die Verhältniszahlen der Durchbiegungen sind für jede Wasserdruckstufe und für jede Meßstelle aufgetragen, die Werte einer jeden Meßstelle sind durch Linien verbunden. Die Streuung dieser Linienscharen zeigt die Ungenauigkeit der Messungen, die hervorgerufen ist besonders durch das verschieden satte Anliegen der Last- und Auflagerquerträger, durch die Fehler der Manometer und der Biegungsmesser, sowie durch die Ablesefehler.

Die Linienscharen zeigen bei allen Belastungsfällen ungefähr den gleichen Verlauf. Bei Beginn der Beanspruchung ist die Wirkung der Pressung des Schlosses gering, offenbar weil in den Preßstellen etwas Spiel vorhanden ist. Die Wirkung steigt mit der Beanspruchung, und zwar im Belastungsfalle a schneller als im Falle b. Die verschiedene Wirkung erklärt sich ohne weiteres daraus, daß die durch die Biegung im Schloß hervorgerufene Schubkraft, die den Widerstand der Preßstellen zu überwinden bestrebt ist, geradlinig abhängig ist von der Querkraft. Die Querkraft ist für die drei Belastungsfälle in Abb. 18 dargestellt, ebenso die Momentenflächen und die Biegungslinien. Obwohl im Falle a die Beanspruchung der Bohlen am geringsten ist (die Spannungsflächen haben dieselbe Form wie die Momentenflächen), verteilt sich hier doch die Querkraft über die ganze Spannweite, während sie im Falle b

zwischen den in den Viertelpunkten stehenden Lasten Null ist. Da im Falle b auf dieser Strecke (die gleich der halben Spannweite ist) Schubkräfte nicht auftreten, können nur die Preßstellen in den äußeren Viertelstrecken wirksam werden. Das Widerstandsmoment steigt daher mit der Beanspruchung bedeutend langsamer an als im Falle a.

Im Falle c ist die Beanspruchung der Bohlen erheblich höher als in den Fällen a und b. Da die Lasten die Summe der im Falle a und b wirkenden Lasten sind, sind auch Querkraft- und Momentenflächen die Summen der entsprechenden Flächen der Fälle a und b. Der Größtwert des Widerstandsmomentes wird im Falle c erst erreicht, wenn die zulässige Spannung in der Mitte der Spannweite (im Punkte A der Abb. 19) überschritten ist. Das unter Berücksichtigung der höheren Spannung im Verhältnis zu a langsamere Ansteigen des Widerstandsmomentes erklärt sich auch hier daraus, daß die Querkraft in der mittleren Strecke der Spannweite verhältnismäßig gering ist.

Die gleichen Unterschiede im Anwachsen des Widerstandsmomentes in den drei Belastungsfällen zeigten sich auch bei den übrigen Versuchen.

Bei den verschiedenen Platten wurde in der Reihenfolge der einzelnen Belastungsfälle gewechselt, auch verschiedene Belastungsfälle wiederholt (derartige Wiederholungen sind in Abb. 21 für die Platte V aufgezeichnet). Die Messungsergebnisse blieben so gut wie unverändert. Dadurch ist zugleich nachgewiesen, daß durch öftere Belastung innerhalb der zulässigen Grenzen die Wirkung der Pressung nicht nachläßt, das unten noch zu erörternde Zurückgehen des Widerstandsmomentes bei den nur halb gepreßten Platten (Abb. 20 bis 22) ist nicht auf Nachgeben der Preßstellen zurückzuführen. Bei den Versuchen konnte ein Nachgeben der Preßstellen nirgends festgestellt werden. Die Grenze der Beanspruchung, bei der die Pressung nachgibt, ist durch besondere Versuche, die in Abschnitt IV noch besprochen werden, festgestellt worden.

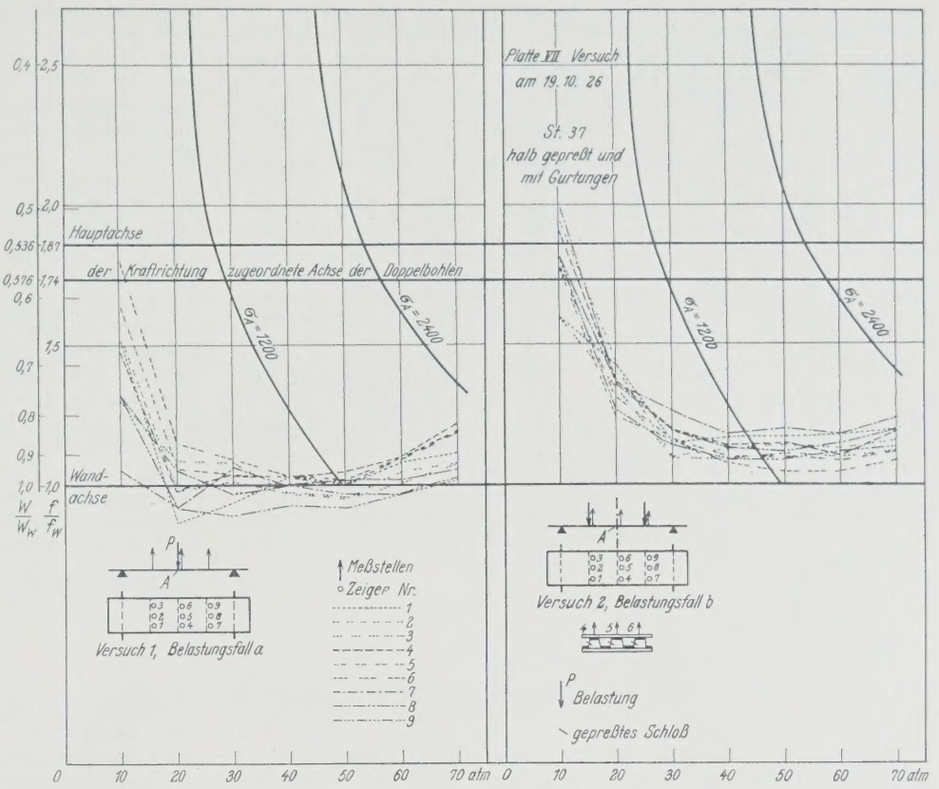


Abb. 22. Platte VII. St. 37, halb gepreßt und mit Gurtungen.

Die nachstehende Zusammenstellung enthält die zu Abb. 19 gehörenden Zahlenwerte. Die Rechnungswerte der Durchbiegungen $f_W = \alpha_W p$ ergeben sich aus der obigen Zusammenstellung der Werte für α (S. 51). Am Schlusse der Zahlen eines jeden Versuches sind die bei Entlastung der Platte verbliebenen Durchbiegungen angegeben. Die Formänderungen, die das Eisen während der Durchbiegung an den Preßstellen erleidet,

Zusammenstellung der Zahlenwerte der Versuche mit Platte VI.

Versuch Nr. 1. Belastungsfall a.

Wasserdruck kg/cm²	Durchbiegung f in mm, gemessen an den Meßstellen 1 4 7	2 5 8	3 6 9	f_W in mm (gerechnet, bezogen auf die Wandachse)	$f:f_W$		
	8	8	9	4,6	1,74	1,74	1,96
10	12	11	12	6,1	1,97	1,80	1,97
	4	6	5	3,8	1,06	1,58	1,32
	9	10	10	9,2	0,98	1,09	1,09
20	14	13	14	12,2	1,15	1,06	1,15
	8	8	7	7,6	0,79	1,06	0,92
	13	14	14	13,9	0,94	1,01	1,01
30	18	19	19	18,2	0,98	1,04	1,04
	12	12	11	11,3	1,06	1,06	0,97
	17	18	18	18,5	0,92	0,97	0,97
40	25	25	25	24,3	1,03	1,03	1,03
	16	15	15	15,1	1,06	0,99	0,99
	24	23	22	23,1	0,96	1,00	1,04
50	32	31	30	30,4	1,05	1,02	0,99
	19	18	17	18,9	1,00	0,95	0,90
	30	28	27	27,7	1,08	1,01	0,98
60	39	38	36	36,5	1,07	1,04	0,99
	23	21	20	22,7	1,02	0,93	0,88
	35	33	32	32,3	1,08	1,02	0,98
70	45	44	43	42,6	1,06	1,04	1,01
	29	26	25	26,5	1,10	0,98	0,94
	4	4	4				
0	5	5	6				
	3	3	4				

Versuch Nr. 2. Belastungsfall b.

Wasserdruck kg/cm²	Durchbiegung f in mm, gemessen an den Meßstellen 1 4 7	2 5 8	3 6 9	f_W in mm (gerechnet, bezogen auf die Wandachse)	$f:f_W$		
	13	13	11	6,7	1,94	1,94	1,64
10	17	16	15	8,4	2,03	1,90	1,78
	10	9	7	5,5	1,82	1,64	1,28
	17	17	16	13,3	1,28	1,28	1,20
20	23	22	21	16,8	1,37	1,31	1,25
	15	14	11	11,0	1,36	1,27	1,00
	23	22	21	20,0	1,15	1,10	1,05
30	30	29	28	25,1	1,20	1,16	1,12
	19	18	17	16,6	1,14	1,08	1,02
	28	29	28	26,6	1,06	1,09	1,06
40	38	37	35	33,5	1,14	1,10	1,04
	23	23	22	22,1	1,04	1,04	1,00
	37	36	36	33,3	1,11	1,08	1,08
50	46	45	44	41,9	1,10	1,07	1,05
	30	29	28	27,6	1,09	1,05	1,02
	45	43	41	40,0	1,12	1,08	1,03
60	55	53	51	50,3	1,09	1,05	1,02
	36	35	34	33,1	1,09	1,06	1,03
	53	51	49	46,6	1,14	1,10	1,05
70	64	61	59	58,7	1,09	1,04	1,01
	42	41	40	38,6	1,09	1,06	1,04
	4	5	4				
0	5	6	6				
	3	4	4				

Versuch Nr. 3. Belastungsfall c.

Wasserdruck kg/cm²	Durchbiegung f in mm, gemessen an den Meßstellen 1 4 7	2 5 8	3 6 9	f_W in mm (gerechnet, bezogen auf die Wandachse)	$f : f_W$		
	18	19	16	11,3	1,60	1,68	1,42
10	29	27	23	14,5	2,00	1,86	1,59
	15	15	15	9,3	1,61	1,61	1,61
	30	29	27	22,6	1,33	1,28	1,20
20	40	38	34	28,9	1,38	1,32	1,18
	24	23	20	18,6	1,29	1,24	1,08
	40	38	35	33,8	1,18	1,12	1,04
30	51	49	44	43,4	1,17	1,13	1,01
	31	29	27	27,8	1,12	1,04	0,97
	48	47	45	45,1	1,07	1,04	1,00
40	63	60	55	57,8	1,09	1,04	0,95
	39	37	35	37,1	1,05	1,00	0,94
	59	56	55	56,4	1,05	0,99	0,98
50	76	72	68	72,3	1,05	1,00	0,94
	47	45	43	46,4	1,01	0,97	0,92
	0	0	1				
0	0	1	1				
	— 1	0	0				

gehen bei der Entlastung nicht ganz zurück, die Bohlen können deshalb nicht ganz in die ursprüngliche Lage zurückkehren, sie behalten eine geringe Spannung und Durchbiegung. Bei den Versuchen konnte man durch Erschüttern der Platten mit schweren Hammerschlägen einen gewissen Ausgleich zwischen diesen Spannungen und den Formänderungen der Preßstellen erzielen, die Durchbiegungen gingen dann fast auf Null zurück.

Bei Beginn eines jeden Einzelversuches sind die Biegungsmesser stets auf Null eingestellt, die aus der vorhergehenden Belastung verbliebenen Durchbiegungen sind also nicht berücksichtigt worden. Demzufolge ist auch bei Errechnung des Vergleichswertes der Durchbiegung die in der Platte vorhandene Anfangsspannung ausgeschieden worden. Bei den die zulässige Spannung und die Streckgrenze angebenden Linien der Abb. 19 sind diese Anfangsspannungen vernachlässigt, die Linien müßten, streng genommen, um ein geringes nach links verschoben werden. Von dieser Verschiebung ist aber abgesehen worden, weil ihre Größe infolge der Unsicherheit in der Ermittlung der Anfangsspannung nicht einwandfrei zu errechnen ist. Die Anfangsdurchbiegungen und Anfangsspannungen sind bei Messung und Rechnung besonders deshalb ausgeschaltet worden, weil bei den bis an die Streckgrenze des Eisens herangehenden Versuchen mit bleibenden Durchbiegungen der Platten infolge der Formänderung der ganzen Bohle (nicht nur der Preßstellen) zu rechnen war und dann nicht festzustellen gewesen wäre, wieweit die nach Entlastung zurückbleibende Durchbiegung durch das Klemmen der Preßstellen und wieweit sie durch bleibende Formänderung der Bohlen verursacht war. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die neuen italienischen Bestimmungen für Talsperren.

(Vom 31. Dezember 1925.)

Der Einsturz der Talsperre am Gleno am 1. Dezember 1923 hatte zur unmittelbaren Folge, daß schon am 6. Dezember 1923 durch Ministerialentschließung ein besonderer Ausschuß eingesetzt wurde, dem die Aufgabe zufiel, Maßnahmen zu treffen, um die Wiederholung derartiger Unglücksfälle zu vermeiden. Neben der Prüfung der Entwürfe für neue Talsperren, der Überwachung der im Bau befindlichen und der schon bestehenden Talsperren sollte der genannte Ausschuß eine Umarbeitung der als nicht mehr genügend erachteten Bestimmungen für Talsperren vom Jahre 1921 sorgen. (Mitteilungen über diese Bestimmungen sind in der „Bautechnik“ 1925, Heft 28, erschienen.) Der Ausschuß hat seine Arbeit gegen Ende 1925 erledigt, und durch kgl. Dekret vom 31. Dezember erhielten die neuen Bestimmungen Gesetzeskraft. Sie wurden veröffentlicht u. a. im „Bollettino ufficiale del Ministero dei Lavori Pubblici“. Mit Herausgabe dieser Bestimmungen hat der Ausschuß seine Tätigkeit niedergelegt, und die Überwachung der Talsperren ist wieder an die Organe der Staatsbauverwaltung (Genio Civile) übergegangen.

Die neuen Bestimmungen enthalten eine Reihe von bemerkenswerten Neuerungen, eine kurze Inhaltsangabe dürfte daher angebracht sein.

Entwürfe für neue Talsperren, die vom Verfasser und vom Bauherrn zu unterzeichnen sind, sollen außer den notwendigen Übersichtsplänen und konstruktiven Zeichnungen, hydraulischen und statischen Berechnungen, Kostenvoranschlag samt allen erforderlichen Erläuterungsberichten eine eingehende Darstellung der geologischen Verhältnisse enthalten. Es genügt nicht, daß die geologischen Untersuchungen durch einen erfahrenen Fachmann vorgenommen werden, es ist vielmehr auch noch ein Gutachten der Bergwerksverwaltung einzuholen.

Im Berichte über die hydraulischen Fragen ist namentlich der Bemessung des Hochwassers Beachtung zu schenken; bei den technischen Einrichtungen ist besonders die Frage, wie das Hochwasser — während des Baues und während des Betriebes — abzuleiten ist, sorgfältig zu untersuchen. Ferner werden entsprechende Zufahrtwege, unter Umständen fahrbare Straßen vorgeschrieben. Im Erläuterungsberichte sollen auch die vorgesehenen Maßnahmen zur Überwachung der Talsperre und zur Warnung bei Gefahr genannt werden.

Der Entwurf für eine Talsperre ist beim zuständigen Bauamte einzureichen, das verpflichtet ist, auch die militärische Behörde zu hören. Bemerkenswert ist, daß die Verantwortung für die Richtigkeit des Entwurfs auch auf den Unternehmer der Arbeiten ausgedehnt wird, falls die Bauherrschaft den Bau nicht in eigener Verwaltung ausführt.

Das Bauamt wird zu ständiger Überwachung der Arbeiten verpflichtet, ferner hat es das Ministerium der öffentlichen Arbeiten ständig auf dem laufenden zu halten.

Für die Materialien, die zur Verwendung kommen sollen, sind vor Baubeginn durch eine amtliche Prüfungsanstalt weitgehende Untersuchungen anzustellen, die selbstverständlich während des Baues weiterzuführen sind. Durch die Abnahme des Baues wird die Beaufsichtigung durch die Behörde noch nicht abgeschlossen; das Bauamt hat auch fernerhin mindestens zweimal im Jahre den Bau zu besichtigen, um die Betriebseinrichtungen zu prüfen.

In den folgenden Kapiteln werden dann Bestimmungen erlassen für den Entwurf der verschiedenen Bauarten, deren sechs unterschieden werden:

1. Schwergewichtmauern (aus Mauerwerk oder Beton),
2. Bogenstaumauern,
3. Mauern in aufgelöster Bauweise, mit Absperrwand und Strebepfeilern,
4. Dämme aus Erde,
5. Sperren aus Trockenmauerwerk,
6. alle besonderen Bauarten, die nicht in eine der vorstehenden eingegliedert werden können.

Bemerkenswert ist, daß die italienischen Bestimmungen keine Bauart ausschließen, im Gegensatze zu den französischen Bestimmungen, die sich nur mit den Schwergewichtmauern befassen. Die italienischen Bestimmungen verlangen nur, daß die gewählte Bauweise sich den örtlichen Verhältnissen anpaßt und daß ihre Sicherheit entsprechend nachgewiesen wird.

Zunächst werden die Schwergewichtmauern behandelt. Für diese wird eine leichte Krümmung im Grundrisse verlangt, in allen Fällen, wo die Talflanken den auftretenden Schub aufnehmen können. Hier besteht ein Gegensatz zu den französischen Bestimmungen, die einen geradlinigen Verlauf im Grundrisse fordern. (Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 36.) Bei allen geradlinigen Mauern werden bleibende Dehnungsfugen verlangt, wenn es sich nicht um ganz geringe Längendehnungen handelt. Bei Betonmauern wird außerdem vorgeschrieben, daß einstweilige Fugen angeordnet werden, um dem Schwinden zu begegnen, die wieder geschlossen werden können, wenn dieses beendigt ist. An der Wasserseite ist die Mauer durch eine genügend tiefe Herdmauer zu schützen und mit Drainageröhren zu versehen, um eindringendes Sickerwasser abzuleiten. Ferner werden zur Sicherung der Gründung Zementeinspritzungen verlangt. Auf Lawinen und Steinschlag ist bei der Wahl des Ortes zu achten.

Bei der statischen Berechnung wird außer Berücksichtigung von Eigengewicht, Wasserdruck und etwaiger Hinterfüllung eine weitgehende Belastung durch Auftrieb vorgeschrieben, der an der Innenseite gegen das Wasser mit einem Werte $m \gamma_a y$ einzusetzen ist, worin y die Wassertiefe, γ_a das spezifische Gewicht des Wassers und m einen Koeffizienten bedeutet, zwischen $^1/_3$ und 1. Nach außen nimmt die Größe der Auftrieblinien ab bis auf Null an der Außenkante der Luftseite. Die Größe des Koeffizienten m ist nach folgender Tabelle anzunehmen.

1. Mauern bis zu 25 m Höhe:
   a) $m = {}^1/_3$ bei sehr gutem Felsboden,
   b) $m = {}^1/_2$ bei gutem Boden mit nur geringfügigen Mängeln,
   c) $m = 1$ bei mittelmäßigem Boden, vorausgesetzt, daß vorhandene Mängel durch Zementeinspritzungen behoben werden können.
2. Mauern von 25 bis 50 m Höhe:
   d) $m = {}^1/_2$ bei Bedingungen wie unter a,
   e) $m = {}^3/_4$ „ „ „ „ b,
   f) $m = 1$ „ „ „ „ c.
3. Mauern über 50 m Höhe:
   g) $m = {}^2/_3$ bei Bedingungen wie unter a,
   h) $m = 1$ „ „ „ „ b.

Wenn es sich um Anlagen von außergewöhnlicher Bedeutung handelt, kann auch ohne weiteres $m = 1$ verlangt werden.

Die Außenfläche an der Luftseite darf nicht undurchlässiger sein als der Mauerkörper selbst; gegebenenfalls sind einige Schlitze anzubringen.

Bei Talsperren im Alpengebiete, wo Eisbildung im Staubecken möglich ist, muß auch ein Druck des Eises, hervorgerufen durch Wärmeänderung, berücksichtigt werden, jedoch nur, wenn es sich um Eisstärken von mehr als 20 cm handelt. Für je 1 lfd. m auf Höhe des Überlaufs und für je 10 cm Eisstärke ist ein wagerechter Schub von 2,50 t einzusetzen (vergl. hierzu die Mitteilungen im „Bauingenieur“ 1926, Heft 41).

Die Berechnung der Beanspruchungen soll nach folgenden Regeln durchgeführt werden:

Die Hauptspannung σ_1 sei

$$\sigma_1 = \sigma(1 + o^2) - \gamma_a y o^2,$$

worin σ die Beanspruchung im wagerechten Elemente, abgeleitet nach dem Gesetze der trapezförmigen Verteilung, γ_a das Gewicht des Wassers, y die Wassertiefe, o die Tangente des Neigungswinkels der Wand zur Lotrechten bedeutet. Wenn kein Wasser vorhanden, ist $\sigma_1 = \sigma(1 + o^2)$. Wenn das Becken gefüllt ist, soll in jedem Punkte der Außenfläche gegen die Luftseite $-\sigma_1 \leqq k$ sein, in jedem Punkte der Außenfläche gegen das Wasser $\sigma_1 \geqq 0$. k bedeutet dabei die zulässige Druckbeanspruchung des Mauerwerks.

Wenn das Becken leer ist, gilt

an der Luftseite $\sigma_1 \leqq k$, an der Wasserseite $\sigma_1 \geqq 0$.

k darf nicht größer als $^1/_6$ der Druckfestigkeit nach 1 Monat Erhärtung sein; es kann außerdem verlangt werden, daß k nicht größer ist als $^1/_8$ der Druckfestigkeit nach 3 Monaten. Auch die Sicherheit gegen Gleiten an der Grundfläche ist nachzuweisen.

Bei Überfallsperren soll der überfallende Wasserstrahl sich entweder ganz von der Mauer abheben, oder die Wandfläche muß entsprechend angepaßt werden.

Es werden sodann die üblichen Maßnahmen für Herrichtung der Auflagerflächen, für Einbinden der Mauer in Sohle und Kanten in Erinnerung gebracht. Löcher von Bohrproben sind durch Zementeinspritzungen sorgfältig zu verschließen. Sprengungen sollen beim Aushube möglichst vermieden werden.

Zum Bau verwendete Bruchsteine sollen eine Druckfestigkeit von mindestens 300 kg/cm² aufweisen. An der Seite gegen das Wasser ist die Außenfläche durch einen wasserdichten Verputz mit Einlage von Drahtgeflecht zu versehen, oder die Fugen sind zu verstreichen. Bei Betonmauern werden als Druckfestigkeit 80 kg/cm² nach 28 Tagen und 110 kg/cm² nach 3 Monaten verlangt.

Bogenstaumauern sind aufzufassen als aus mehreren wagerechten übereinanderliegenden Ringen bestehend, die dem Wasserdrucke und der Wärmeänderung zu widerstehen haben; von der Berücksichtigung des Eigengewichtes wird abgesehen, ebenso vom Auftriebe. Die Ringe sollen als eingespannte Bogen berechnet werden, und zwar ist bei der Formgebung darauf zu achten, daß Zugspannungen möglichst vermieden werden, auf keinen Fall aber 3 kg/cm² übersteigen. Die Druckspannungen dürfen höchstens $^1/_5$ der Druckfestigkeit nach 1 Monat betragen. Wärmeänderungen sind in weitgehendem Maße zu berücksichtigen; bestimmte Zahlen werden allerdings nicht genannt. Schwinden ist wie ein Wärmeabfall von 10° einzusetzen.

Es wird besonders darauf hingewiesen, daß diese Bogenstaumauern nur angewandt werden können, wenn entsprechend guter Felsboden vorhanden ist. Auch hier sollen Sprengungen beim Aushube möglichst vermieden werden, und, wenn nötig, soll die Wasserundurchlässigkeit durch Zementeinspritzungen im Boden erzielt werden.

Staumauern in aufgelöster Bauweise, d. h. solche mit einer Absperrwand, die aus Platten oder Bogen besteht und Strebepfeilern, werden eingehend behandelt. Auch hier werden keinerlei Vorschriften über die Wahl des Materials gemacht. Die Strebepfeiler können gemauert oder betoniert werden; für sie gelten die für volle Mauern getroffenen Bestimmungen. Für Querversteifungen ist Sorge zu tragen. Bei Ausführung in Eisenbeton gelten die amtlichen Eisenbetonbestimmungen vom 11. März 1925 (s. Beton-Kalender 1927, I. Teil, S. 411).

Die Gewölbe der Abschlußwand, die mit Eisen bewehrt sein können oder nicht, sind zu berechnen wie einzelne normal zur Neigung der Wand liegende eingespannte Gewölbe. Das Eigengewicht ist dabei zu berücksichtigen, ebenso Wärme- und Schwindspannungen, wie weiter oben angegeben. Für tiefer liegende Teile des Gewölbes sind geringere Annahmen für die Wärmeschwankungen zulässig.

Die zulässige Beanspruchung wird auf $^1/_5$ der Druckfestigkeit beschränkt.

Wenn im Gewölbe Randzugspannungen auftreten, die größer als 2 kg/cm² sind, ist im Abstande von 5 cm von der Außenfläche eine Bewehrung von 3 R.-E. 20 mm auf 1 lfd. m vorzusehen, die durch entsprechende Verteilungseisen zu verbinden sind. Als höchste Zugspannung in einem derartig bewehrten Gewölbe sind 8 kg/cm² zugelassen. Für Überfallmauern wird vorgeschrieben, daß der überfallende Wasserstrahl entweder ganz außerhalb der Mauer liegt oder daß eine besondere Wand zu seiner Aufnahme vorgesehen wird. Eindringen von Wasser in die Hohlräume zwischen dieser Wand und den Rippen ist auf alle Fälle zu verhindern.

Bei Herstellung der Gewölbe, gleichgültig, ob sie zusammen mit den Strebepfeilern ausgeführt werden oder nachher, ist darauf zu achten, daß mehrere Bogen gleichzeitig hochgeführt werden.

Auch bei diesen aufgelösten Mauern ist am Fuße der Wasserseite eine Herdmauer vorzusehen; ebenso gelten alle früher erwähnten Maßnahmen zur Erzielung der Wasserdichtheit. Auf geeignete Neigung des Untergrundes für die Strebepfeiler wird besonders hingewiesen.

Über die Staudämme aus Erde enthalten die Bestimmungen kaum etwas Neues. Sie sind bis zu einer Höhe von 20 m zugelassen. Es wird großer Wert darauf gelegt, daß eintretendes Hochwasser während des Baues und später während des Betriebes ohne Schädigung des Dammes abgeführt werden kann. Vorrichtungen für Entleerung sollen außerhalb des Dammes angebracht sein. Bei Dämmen bis zu 12 m Höhe sollen die Böschungen mindestens 1 in der Höhe zu 2 in der Länge betragen. Bei höheren Dämmen soll die Böschung oben mit 1 : 2 anfangen und nach unten flacher werden bis zu einem mittleren Verhältnisse von 1 : 3. Die Breite der Dammkrone soll $^1/_4$ der Höhe, mindestens jedoch 2,50 m betragen.

Talsperren aus Trockenmauerwerk können zugelassen werden, wenn die örtlichen Bodenverhältnisse eine der drei erstgenannten Arten nicht gestatten. Die Höhe wird auf 25 m beschränkt. Die Stärke an der Mauerkrone soll mindestens $^1/_5$ der Höhe betragen. Auch hier gelten die oben erwähnten Bestimmungen bezüglich Gründung, Wasserdichtheit, Anordnung der Entleerungsvorrichtungen usw.

In einem weiteren Abschnitt werden noch alle jene Talsperren zusammengefaßt, die sich in keiner der erwähnten Gruppen unterbringen lassen, wozu Sperren aus Eisen, besondere Formen von Sperren aus Mauerwerk, solche mit Hohlräumen im Innern, gemischte Sperren aus Erde, Kies und Stein, solche aus Holz und bewegliche Sperren gehören können. Grundsätzlich wird keine Bauart ausgeschlossen; ihre Zulässigkeit wird von Fall zu Fall entschieden. Soweit anwendbar, gelten alle vorerwähnten Bestimmungen.

Den Schluß bildet eine Übergangsbestimmung. Für alle jene Talsperren, die schon ausgeführt oder noch im Bau sind, gelten die durch den eingangs erwähnten Ausschuß erlassenen Anordnungen, unbeschadet etwaiger weitergehender Vorsichtsmaßnahmen auf Grund vorliegender Bestimmungen. Auf alle Fälle sind diese anzuwenden, soweit sie sich auf den Betrieb beziehen.

Ing. Gotth. Escher.

Vermischtes.

Prüfungsverfahren für schwierige statische Berechnungen.

Erlaß des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt vom 3. Dezember 1926 (II. 9. Nr. 486).

I. Soweit die städtischen und ländlichen Baupolizeibehörden nicht in der Lage sind, selbst schwierige statische Berechnungen zu prüfen, haben sie diese dem für ihren Bezirk zuständigen, von mir für die Prüfung statischer Berechnungen zugelassenen kommunalen statischen Bureau zur Prüfung zugehen zu lassen.

Es sind bisher folgende von den Gemeinden eingerichtete statische Bureaus zur baupolizeilichen Prüfung statischer Berechnungen eingerichtet, die sich zur Übernahme dieser Arbeiten mit meinem Einvernehmen auch für die Baupolizeibehörden anderer Gemeinden bereit erklärt haben: Königsberg, Berlin, Frankfurt/O., Cottbus, Stettin, Breslau, Oppeln, Beuthen, Hildesheim, Kiel, Dortmund, Bielefeld, Essen, Köln, Frankfurt/M.

Die Zulassung weiterer statischer Bureaus für den gedachten Zweck bedarf meiner Genehmigung.

II. Die Regierungspräsidenten (Verbandspräsident in Essen, Städtische Baupolizeibehörde in Berlin) können für ihre Bezirke zulassen, daß Bauherren oder deren Beauftragte (ausführende Firmen oder beratende Ingenieure) schon mit der Vorlage des Bauentwurfes an die Baupolizeibehörde eine von Prüfingenieuren (Ziffer VI) geprüfte statische Berechnung vorlegen. Voraussetzung für eine derartige Zulassung ist, daß die Stadtgemeinde, die das statische Bureau für die Baupolizeibehörden der Provinz oder des Regierungsbezirkes eingerichtet hat, hiermit einverstanden ist. Die von den Prüfingenieuren vorgeprüften statischen Berechnungen sind von den Baupolizeibehörden dem für den Bezirk bestehenden kommunalen statischen Bureau zur Nachprüfung (Ziffer IV) zuzuleiten; jedoch können die Regierungspräsidenten an Stelle der kommunalen statischen Bureaus solche Baupolizeibehörden des Bezirks, die eigene zur Nachprüfung geeignete Statiker angestellt haben, mit dieser Nachprüfung betrauen.

III. Für Bauanträge auf Errichtung der nach den §§ 16 ff. der Reichsgewerbeordnung genehmigungspflichtigen gewerblichen Anlagen sowie für Bauanträge, für welche die Baugenehmigung durch staatliche Organe (Landräte, Distriktskommissare) erteilt wird, können Bauherren oder ihre Beauftragten (ausführende Firmen oder beratende Ingenieure) stets mit der Vorlage an die Baupolizeibehörde eine von Prüfingenieuren (Ziffer VI) geprüfte statische Berechnung vorlegen.

In diesem Falle sind die statischen Berechnungen von den Hochbauämtern bezw. Landräten (Distriktskommissaren) der bei der Bau- und Finanzdirektion in Berlin NW 40, Invalidenstraße Nr. 52, eingerichteten Staatlichen Prüfungsstelle für statische Berechnungen zur Nachprüfung (Ziffer IV) zuzuleiten.

IV. Für die Nachprüfung wird folgendes bestimmt:

1. Es ist zu prüfen,
   a) ob bei der Vorprüfung die amtlichen Bestimmungen beachtet sind,
   b) ob die angewandten Rechnungs- und Prüfungsmethoden den allgemein anerkannten Regeln der Statik entsprechen,
   c) ob die statischen Berechnungen mit den Ausführungszeichnungen übereinstimmen,
   d) ob ferner alle in Betracht kommenden Bauteile statisch untersucht sind.
2. Erforderlichenfalls ist die rechnerische Vorprüfung durch Stichproben zu kontrollieren.

3. Bei erheblichen Unrichtigkeiten oder Unstimmigkeiten sind die Unterlagen dem Bauherrn oder dem Vorprüfer zurückzugeben, die Mängel oder sonstige erhebliche Unzuträglichkeiten sind der Aufsichtsbehörde bekanntzugeben, damit sie rechtzeitig ein Vorgehen gegen den Vorprüfer erwägen kann.

V. Für die Nachprüfung werden im allgemeinen den staatlichen und kommunalen statischen Prüfungsstellen $33^1/_3\,\%$ der bisher nach den geltenden Gebührenordnungen zulässigen Prüfungsgebühren vorzubehalten sein, während $66^2/_3\,\%$ an die Prüfingenieure abzuführen sind.

VI. Für die Prüfung statischer Berechnungen für baupolizeiliche Zwecke durch Prüfingenieure ist die nachstehende Anweisung maßgebend.

Über die Erfahrungen, die mit den Prüfungen der statischen Berechnungen durch Prüfingenieure gemacht sind, ersuche ich um Bericht binnen 2 Jahren.

Anweisung für die statische Prüfung durch Prüfingenieure.

1. Prüfingenieure sind dazu berufen, für baupolizeiliche Zwecke statische Berechnungen, die ihnen von Bauherren oder ihren Beauftragten (ausführende Firmen oder beratende Ingenieure) zugehen, nach Maßgabe der behördlichen Vorschriften auf eigene Verantwortung unter Beachtung der amtlichen Bestimmungen zu prüfen. Ihre Prüfungen werden jedoch nur in denjenigen Bezirken anerkannt, in denen diese Art der Prüfung durch die Regierungspräsidenten ausdrücklich zugelassen ist, oder für diejenigen Bauentwürfe, die hierfür durch Erlaß des Ministers für Volkswohlfahrt vorgesehen sind. (Vergl. Ziffer III des Erlasses vom heutigen Tage.)

2. Zwecks Auswahl geeigneter Ingenieure für die Prüfung statischer Berechnungen wird ein Ausschuß für Prüfingenieure für Statik gebildet.

Dieser Ausschuß besteht außer einem Vertreter des Ministers für Volkswohlfahrt, als Vorsitzendem, aus je einem Vertreter oder dessen Stellvertreter nachstehender Vereine:

Verein deutscher Ingenieure,
Verband deutscher Architekten- und Ingenieurvereine,
Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen,
Bund deutscher Architekten,
Deutscher Beton-Verein,
Deutscher Eisenbau-Verband,
Verein beratender Ingenieure,
Bund deutscher Zivilingenieure,
Deutscher Holzbau-Verein,
Verband deutscher Diplomingenieure.

Für die Beschlußfassung über die Geschäftsordnung sowie etwaige Anweisungen und Ausführungsbestimmungen ist $^2/_3$-Mehrheit der Stimmen erforderlich.

Der Ausschuß entscheidet über die vorliegenden Bewerbungsgesuche sowie über Streichungen von Prüfingenieuren aus der beim Ministerium für Volkswohlfahrt geführten Liste. Die Berufung erfolgt für Eisenbau, Eisenbetonbau oder Holzbau oder mehrere dieser Fächer. Die Berufenen erhalten die Bezeichnung: „Prüfingenieure für Statik".

Der Beschluß über die Zulassung der Prüfingenieure muß einstimmig erfolgen. Einer Angabe von Gründen bedarf es bei der Stimmabgabe im Falle der Ablehnung eines Prüfingenieurs nicht. Mitglieder des Ausschusses dürfen nicht zu Prüfingenieuren zugelassen werden.

Die Namen der Prüfingenieure werden in der „Volkswohlfahrt" bekanntgegeben.

3. Als Prüfingenieure können nur fachlich anerkannte Bauingenieure, welche mindestens 10 Jahre lang statische Berechnungen für baupolizeiliche Zwecke angefertigt oder geprüft haben und mit der Praxis in Fühlung stehen, berufen werden. Der sich zur Aufnahme Meldende hat alle vom Ausschuß verlangten Belege und Nachweise, insbesondere eine Bescheinigung der Baupolizeibehörde seines Wohnortes, daß von ihrer Seite Bedenken in persönlicher oder sachlicher Hinsicht nicht zu erheben sind, beizubringen.

Lehnt der Ausschuß eine Bewerbung ab, so steht es dem Bewerber frei, sich nach Jahresfrist aufs neue zu melden.

4. Den Bauherren und den Bauunternehmern steht die Auswahl unter den Prüfingenieuren frei. Ingenieure, die den Entwurf eines Bauwerkes aufgestellt oder an ihm mitgewirkt haben, dürfen bei diesem Bauwerk nicht die Tätigkeit eines Prüfingenieurs ausüben.

5. Auf Wunsch der Baupolizeibehörde ist der Prüfingenieur verpflichtet, die Beachtung und Durchführung der von ihm geprüften statischen Berechnungen bei der Bauausführung zu überwachen.

6. Der Prüfingenieur hat seine Aufgaben unter strengster sachlicher und moralischer Pflichterfüllung im Sinne eines öffentlichen Amtes durchzuführen.

7. Den Prüfingenieuren stehen bis auf weiteres $66^2/_3\,\%$ der nach den staatlichen oder kommunalen Gebührenordnungen für die Prüfung statischer Berechnungen festgesetzten Gebühren zu.

Wettbewerb um den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim. Das für den Wettbewerb um den Bau einer festen Straßenbrücke in Köln-Mülheim an Stelle der Schiffsbrücke eingesetzte Preisgericht hat in seiner Schlußsitzung am 12. Januar beschlossen, den Entwurf mit dem Kennwort „Aus einem Guß" der Stadtverwaltung in Köln zur Ausführung zu empfehlen. Als Verfasser dieses Entwurfs wurden ermittelt Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen für die eisernen Überbauten, Franz Schlüter A.-G. in Dortmund für die Unterbauten, Prof. Dr. Peter Behrens in Berlin als Mitarbeiter für den künstlerischen Teil. Es waren im ganzen 38 Entwürfe eingereicht worden.

Wir werden auf den Wettbewerb im nächsten Heft noch eingehend zurückkommen.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, beabsichtigt, eine Vortragsreihe über Maschine und Handarbeit im Baubetriebe zu veranstalten. Die ersten beiden Vorträge finden statt Montag, den 24. und Montag, den 31. Januar 1927, abends 8 Uhr, im Ingenieurhause, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27 (großer Saal, I. Stock). Privatdozent Dr. Georg Garbotz, Oberingenieur der Siemens-Bauunion G. m. b. H., wird sprechen über „Förder- und Energiewirtschafts-Probleme bei den Bauarbeiten für die Ausnutzung der Shannon-Wasserkräfte in Irland". In den darauffolgenden Wochen werden weitere Vorträge folgen. Eintritt frei.

Ein Eisenbahn- und Tunnelbau in Italien. Bologna und Florenz sind durch eine Eisenbahn verbunden, die auf dem Umwege über Bagni della Porretta und Pistoja 132 km lang ist. Durch eine im Bau begriffene neue Eisenbahn soll die Entfernung zwischen beiden Städten auf 98 km verkürzt werden. Während die alte Strecke sich bis auf 616 m Seehöhe erhebt, wird der höchste Punkt der neuen auf 325 m über dem Meeresspiegel zu liegen kommen, und die steilste Neigung auf der neuen Strecke beträgt 1 : 83,3 gegen 1 : 38,5 auf der alten. Diese Verbesserungen sind natürlich nur möglich, indem der Apennin zwischen beiden Städten durch einen Tunnel unterfahren wird, aber infolge seiner tiefen Lage eine beträchtliche Länge erhalten muß, und so entsteht denn hier ein Tunnel, der hinter dem Simplontunnel, dem längsten in Europa mit seinen 19 803 m Länge, an zweiter Stelle stehen wird. Seine Länge beträgt nämlich 18 510 m. Ein zweiter Tunnel auf der neuen Strecke, unter dem Monte Adone gelegen, wird nur 7000 m lang. Sein Bau bietet keine besonderen Schwierigkeiten, während bei dem großen Tunnel, der zwischen Castiglioni dei Pepoli und Vernio zu liegen kommt, sehr ungünstige Gesteinverhältnisse ein schwer zu überwindendes Hindernis für den Tunnelbau bilden. Am Nordende steht steiniger Ton an, der keine Standfestigkeit besitzt, so daß der Tunnel beim Bau sehr sorgfältig ausgezimmert werden muß. Die üblichen Verfahren zum Vortriebe eines Tunnels versagten hier, und es wurde daher ein neues Verfahren angewendet, bei dem der Tunnelquerschnitt mit keilförmigen Holzblöcken ausgezimmert wird. An anderen Stellen, wo fester Fels ansteht, wurden die Arbeiten durch starken Wasserandrang erschwert; das Wasser tropft nicht nur von der Decke, sondern dringt auch unter Druck aus den Spalten der Felsen heraus. Es mußten zur Bewältigung des Wasserandranges Pumpen mit einer Leistung von 400 l/Sek. aufgestellt werden. Da die Überlagerung des Tunnels nicht sehr hoch ist, war es möglich, in der Mitte einen Schacht abzuteufen und den Tunnel außer von den Enden her von der Mitte nach beiden Seiten vorzutreiben; es wird also an vier Stellen gleichzeitig gebaut. In der Mitte wird in dem im übrigen zweigleisigen Tunnel ein Ausweichegleis angelegt, in dem langsamfahrende Züge von schnellfahrenden überholt werden können. — Der Bau ist bereits 1913 begonnen, dann aber wegen des Krieges eingestellt worden; er wurde erst 1923 wieder aufgenommen. Der Tunnel ist zurzeit etwa halb fertig. 1930 hofft man den Betrieb auf der neuen Eisenbahn eröffnen zu können. Wkk.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. Januar erschienene Heft 2 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Oberingenieur Wilhelm Stortz: Die Druckrohrleitung des Itterkraftwerkes bei Eberbach am Neckar. — Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch: Die Schubsicherung der Eisenbetonbalken. — Colberg: Zur Frage der Schubbewehrung von Eisenbetonträgern. — Zur Schubbewehrung der Eisenbetonträger. — Dipl.-Ing. H. Jäger: Zur Frage der Schubbewehrung von Eisenbetonträgern. — Oberingenieur Dipl.-Ing. Habicht: Aufräumungsarbeiten an der Gartzer Oderbrücke.

Personalnachrichten.

Sachsen. Versetzt: Regierungsbaurat Voigt bei der Wasserbaudirektion als Vorstand des Neubauamts „Talsperrenbauamt Kriebstein in Kriebethal" nach Kriebethal; Regierungsbaurat Prof. Dr.-Ing. Kunze bei der Wasserbaudirektion als Vorstand des „Neubauamts für die Muldenverlegung in Glauchau" nach Glauchau.

INHALT: Vier Brückenverschiebungen beim Bau der 3. Schleuse Münster. — Versuche über das Widerstandsmoment eiserner Spundbohlen Bauart Larssen mit zusammengepreßtem Schloß. (Fortsetzung.) — Die neuen italienischen Bestimmungen für Talsperren. — Vermischtes: Prüfungsverfahren für schwierige statische Berechnungen. — Wettbewerb um den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. — Eisenbahn- und Tunnelbau in Italien. — Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

Jahrgang 5. BERLIN, 28. Januar 1927 Heft 5

Abb. 1. Entwurf „Aus einem Guß". Gesamtansicht der Brücke.

Ergebnis des engeren Ausschreibens zur Erlangung von Entwürfen für den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim zum Ersatz der Schiffbrücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. ehr. Dr. techn. h. c. **Schaper.**

Die Stadt Köln hatte am 24. August 1926 die elf Firmen:

Vereinigte Stahlwerke A.-G., Dortmunder Union, Dortmund,
Felten u. Guilleaume, Karlswerk A.-G., Köln-Mülheim,
Flender A.-G. für Eisen-, Brücken- und Schiffbau in Benrath bei Düsseldorf (Rhld.),
Gutehoffnungshütte, Aktienverein für Bergbau und Hüttenbetrieb in Oberhausen (Rhld.),
Aktien-Gesellschaft für Eisenindustrie und Brückenbau (vormals Joh. Casp. Harkort), Duisburg,
Hein, Lehmann & Co. A.-G. in Düsseldorf-Oberbilk,
Maschinenbauanstalt Humboldt in Köln-Kalk,
C. H. Jucho in Dortmund,
Aug. Klönne in Dortmund,
Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen am Niederrhein,
Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg bei Mainz (Hessen),

aufgefordert, Entwürfe für den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim an Stelle der Schiffbrücke mit bindendem Angebot auf die Übernahme der Arbeiten einzureichen.

Die Brücke soll einem bedeutenden Fußgänger-, Fuhrwerks- und Straßenbahnverkehr gerecht werden und für einen zukünftigen Stadtschnellbahnverkehr vorbereitet werden. Im ersten Ausbaustadium sollen innerhalb der Hauptträger, die über die Fahrbahn hinausragen, zwei Fußwege von je 3,5 m Breite, zwei Straßenfahrdämme von je 5,3 m Breite und in der Mitte zwei in eigenem Bahnkörper liegende Gleise für die Straßenbahn vorgesehen werden. Im zweiten Ausbaustadium sollen die Fußwege auf Konsole außerhalb der Hauptträger gelegt werden. Dadurch wird innerhalb der Hauptträger Platz geschaffen, um die Straßenbahngleise auf die verbreiterten Fahrdämme zu legen und ihren Bahnkörper in der Mitte der Brücke den Stadtschnellbahngleisen zu überweisen. Die lichte Breite zwischen den Hauptträgern, die über die Fahrbahn hinausragen, mißt demnach 25 m. Die Fahrbahndecke des Straßenfahrdammes soll aus 10 cm hohem Holzpflaster auf Kiesbeton und die Fußwegdecke aus Gußasphalt auf Bimsbeton bestehen. Der in der Brückenmitte liegende Bahnkörper soll aus Schotterbettung auf Buckelplatten gebildet werden. Das Längsgefälle der Fahrbahn darf nicht stärker als 1 : 40 sein. Die Bauhöhe kann zu 2,50 m angenommen werden.

Unter der Fahrbahn sind ein Wasserrohr von 60 cm Durchm. und ein ebenso großes Gasrohr und unter den Fußwegen zahlreiche Kabel zu überführen.

Die eisernen Überbauten sollen in St 48 ausgeführt werden. Für untergeordnete Bauteile ist auch St 37 zugelassen. Bei Verwendung von St 48 sind die zulässigen Beanspruchungen der Glieder der Fahrbahn zu 1040 kg/cm², der tragenden Zwischenglieder, wie Hängestäbe u. dergl., zu 1300 kg/cm² durch die Hauptkräfte und zu 1750 kg/cm² durch die Haupt-, Wind- und Zusatzkräfte und der Hauptträger zu 1450 kg/cm² durch die Hauptkräfte und zu 1800 kg/cm² durch die Haupt-, Wind- und Zusatzkräfte festgesetzt. Stoßziffern sind nicht in Rechnung zu stellen. Im übrigen sind für die Berechnung und die Ausbildung der eisernen Überbauten die „Vorschriften für Eisenbauwerke, Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken", die „Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken" und die „Vorläufigen Fertigungsvorschriften für Eisenbauwerke" sinngemäß anzuwenden.

An der Brückenbaustelle tritt auf der rechten Rheinseite die Bebauung Mülheims ziemlich dicht an das Ufer heran. Zwischen der Bebauung und dem Ufer liegt die Mülheimer Werft, die beim Bau der Brücke nach der Wasserseite zu noch verbreitert werden soll. Außer dieser Werft muß die parallel dem Ufer verlaufende und gleich hinter der Werft liegende Straße „Mülheimer Freiheit" überbrückt werden. Auf der linken Rheinseite tritt die Bebauung weit gegen das Ufer zurück; hier müssen ein fast 250 m breites Flutgebiet, ein Deichweg und der Bahnkörper einer zukünftigen Hafenbahn überbrückt werden. Die Gesamtlänge des Brückenbauwerkes von dem westlichen Widerlager der Überbrückung der linksrheinischen Hafenbahn bis zum östlichen Widerlager der Überbrückung der Mülheimer Freiheit beträgt 702 m. Der Rhein hat an der Brückenbaustelle eine ziemlich scharfe Krümmung, deren Mittelpunkt auf der linken Rheinseite liegt, und eine Breite bei Mittelwasser von rd. 330 m. Die Hauptschiffahrtrinne liegt auf der rechten Rheinseite. Die Rheinstrombauverwaltung verlangt eine bis an das rechte Ufer heranreichende Durchfahrtöffnung von mindestens 200 m lichter Weite. Der rechte, die große Schiffahrtöffnung begrenzende Pfeiler muß also auf dem rechten Ufer stehen und zur Durchführung eines Ufergleises noch 7,50 m gegen die Werftkante zurücktreten. In der Mitte der Hauptschiffahrtöffnung muß die Konstruktionsunterkante der Brücke bei der größten Durchbiegung auf eine Breite von 100 m 9,10 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstande liegen. Bei der Überbrückung des linksrheinischen Ufers ist darauf Rücksicht zu nehmen, daß dieses Ufer für die Abführung des Hochwassers besonders wichtig ist. Für die ganze Brücke verlangt die Rheinstrombauverwaltung einen Hochwasserdurchflußquerschnitt von 4570 m².

Beim Bau der Brücke muß in der Hauptschiffahrtrinne eine Öffnung von 87,5 m Breite freigelassen werden. Die lichte Höhe dieser Durchfahrtöffnung muß in der Mitte auf 43,75 m Breite 9,10 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstande liegen. In der Zeit vom 15. November bis 15. März dürfen im Strombett keine Rüstungen stehen.

Am westlichen Brückenende sollen zwei Rampen, die eine nach Norden, die andere nach Süden abzweigen. Die künftige Stadtschnellbahn, die auf der linken Rheinseite nach Süden abschwenkt, muß daher auf den Flutbrücken allmählich so hoch geführt werden, daß der Verkehr der nördlichen Rampe am Brückenende unter ihr durchgeführt werden kann.

Mit Recht wird in den Ausschreibungsbedingungen gefordert, daß bei der künstlerischen Gestaltung der Brücke das Hauptgewicht darauf zu legen ist, daß die Brücke als Ingenieurbauwerk in die Erscheinung tritt.

Die Stadt Köln legt besonderen Wert darauf, daß bei der Bauausführung Kölner Firmen mit herangezogen werden.

Entwürfe, die in brückenbaulicher Hinsicht von den Ausschreibungsbedingungen abweichen, sollen von dem Wettbewerb nicht ausgeschieden werden, wenn technische Vorteile erzielt werden und der Baugedanke durch die Abweichungen nicht leidet. Danach waren z. B. auch Vorschläge für die Verwendung von Siliziumstahl und die Anwendung anderer Berechnungsgrundlagen annehmbar.

Zur Beurteilung der Entwürfe war ein Preisgericht eingesetzt worden, das bestand aus dem Oberbürgermeister Dr. Adenauer, Köln, dem Bei-

geordneten Haas, Köln, den Stadtverordneten Gödde, Kloth, Schiffer und Böckler, Köln, den Brückenbausachverständigen Dr.-Ing. Dr. Zimmermann und Dr.-Ing. Dr. techn. Schaper, Berlin, den Architekten Professor Dr. techn. Schumacher, Hamburg, und Prof. Bonatz, Stuttgart, und dem Verkehrssachverständigen Prof. Dr.-Ing. Wentzel, Aachen.

Das Preisgericht sollte mit Mehrheit darüber entscheiden, welcher Entwurf der Stadtverwaltung zur Ausführung vorgeschlagen werden soll.

Rechtzeitig am 21. Dezember 1926 gingen einschließlich der Varianten der Hauptentwürfe 38 Entwürfe ein. Nach eingehenden Prüfungen, Beratungen und Ortsbesichtigungen hat das Preisgericht in der Schlußsitzung am 12. Januar 1927 mit 9 gegen 2 Stimmen beschlossen, den Entwurf mit dem Kennwort „Aus einem Guß" der Stadtverwaltung zur Ausführung zu empfehlen. Als Verfasser dieses Entwurfes wurden ermittelt: Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen für die eisernen Überbauten, Franz Schlüter A.-G. in Dortmund für die Unterbauten und Prof. Dr. Peter Behrens in Berlin als Mitarbeiter für den künstlerischen Teil.

Der Rhein wird bei diesem Entwurf von einem einzigen kühnen und schön geformten vollwandigen Bogenträger von 333 m Spannweite überbrückt (Abb. 1).

Auch die anderen Entwürfe stehen auf einer Höhe, die dem deutschen Brückenbau alle Ehre macht. Alle Entwürfe sind technisch ausgezeichnet durchgearbeitet, manche bringen technische Neuerungen und Fortschritte, von denen später noch eingehend die Rede sein wird. Die meisten Entwürfe sind auch in ästhetischer Hinsicht sehr befriedigende Lösungen, einzelne sind von hohem künstlerischen Wert. Auch im Brückenbau gibt es keine Norm bei der Beurteilung des schönheitlichen Wertes. In Sachen des Geschmackes ist das Gefühl maßgebend. So wird auch der eine einen Entwurf sehr schön finden, den der andere als weniger schön anspricht.

Im vorliegenden Falle war die Lösung der Aufgabe deshalb besonders schwierig, weil die Wirtschaftlichkeit wohl auf die Anordnung eines Strompfeilers hinwies, dadurch aber bei der Forderung der Rheinstrombauverwaltung, die Hauptschiffahrtöffnung einseitig auf der rechten Rheinseite anzuordnen, eine in bezug auf die Stromachse unsymmetrische Überbrückung des Rheins notwendig wurde.

Man kann nun der Ansicht sein, daß man das Brückenbauwerk stets als Ganzes ins Auge fassen muß, und daß es daher nicht nötig ist, eine in bezug auf die Stromachse symmetrische Rheinüberbrückung zu schaffen. Dieser Ansicht neigen alle Entwürfe zu, die einen Strompfeiler im Rhein anordnen und die beiden Stromöffnungen verschiedenartig überbrücken. Bei ihnen wird der Rhein überbrückt von einer Hängebrücke oder von einem großen, über der Fahrbahn liegenden Bogen über der Hauptschiffahrtöffnung und einem kleineren, meist unter der Fahrbahn liegenden Bogen über der Nebenöffnung oder schließlich von einem Parallelbalkenträger, der über dem Strompfeiler durch eine Stufe von der größeren Höhe über der Hauptschiffahrtöffnung zu der kleineren Höhe über der Nebenöffnung überleitet.

Man kann aber auch die Ansicht vertreten, daß eine voll befriedigende Lösung nur dann entsteht, wenn der Rhein für sich von einem symmetrischen Bauwerk überspannt wird, d. h. wenn von der Anordnung eines Strompfeilers Abstand genommen wird. Diese Ansicht bringen die Entwürfe zum Ausdruck, die den Rhein in einer Öffnung mit einem Bogen oder mit einer Hängebrücke überspannen.

Die Mittelstraße zwischen beiden Ansichten gehen die Entwürfe, die zwar einen Strompfeiler anordnen, aber beide Stromöffnungen mit einem überall gleich hohen Paralleträger überbrücken. Diese Paralleträger fassen die ganze Strombreite gut zusammen; der Strompfeiler tritt dagegen als trennendes, störendes Glied zurück.

Im folgenden sollen der zur Ausführung empfohlene Entwurf und die anderen Entwürfe in ihren Hauptmerkmalen besprochen werden.

(Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Das Förchenbachwerk.

Eine Klein-Wasserkraftanlage in den Bayerischen Voralpen.

Von Dipl.-Ing. **G. v. Holten,** Rosenheim.

Die notwendige Energie für die Wendelsteinbahn, die mit Gleichstrom von 1500 V betrieben wird, wird durch ein kleines Elektrizitätswerk mit 650 PS Turbinenleistung geliefert, das gleichzeitig auch die umliegenden Gemeinden mit Licht- und Kraftstrom versorgt. Durch Anschluß neu angesiedelter Industrien im Versorgungsgebiet wurde eine Erweiterung der bestehenden Anlage, die den Mühlbach bei Brannenburg am Inn mit einem Gefälle von 180 m ausnutzt, notwendig.

Für die neue Kraftanlage stand, in unmittelbarer Nähe der alten Anlage, der Förchenbach, ein Seitenbach des Mühlbaches, mit 110 m Gefälle und einer Wasserführung von 300 bis 400 l/Sek. zur Verfügung (Abb. 1). Die neue Anlage ließ sich in das bestehende Krafthaus der vorhandenen Anlage ohne wesentliche bauliche Änderungen einfügen, so daß für die Bedienung und Wartung keinerlei zusätzliche Kosten aufzuwenden sind.

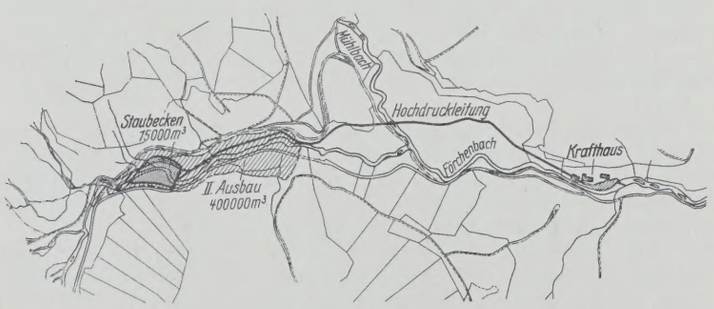


Abb. 1. Lageplan.

Das Einzugsgebiet des Förchenbaches bis zur Ableitungsstelle umfaßt 12 km² und wird von Anhöhen mit 1300 bis 1400 m Höhe begrenzt. Die Niederschlaghöhe beträgt rd. 1700 mm, die Abflußhöhe etwa 1200 mm. Als Ausbau-Wassermenge wurden für den ersten Ausbau 480 l/Sek. gewählt, die an rd. 120 Tagen vorhanden sind.

Der Ausbau des Werkes geschieht zur Erleichterung der notwendigen Kapitalbeschaffung in zwei Stufen. Im ersten Ausbau wurde eine Turbineneinheit mit 560 PS Leistung aufgestellt. Ein kleines Speicherbecken von 15 000 m³ nutzbarem Wasserinhalt bei 3 m Absenkung (Abb. 2) erlaubt bei Niederwasser einen vollen Tagesausgleich. Stauziel 639 m ü. M. Der zweite Ausbau wird ein Speicherbecken von 400 000 m³ Inhalt zur Vergleichmäßigung des sehr stark schwankenden Abflusses mit einem Stauziel von 642 m Meereshöhe erhalten. Die Talsperre für diesen Weiher wird in einer engen und tiefen Schlucht durch eine bogenförmige Eisenbetonstaumauer von 20 m Höhe und 3,5 bis 2 m Stärke bei 40 m Kronenlänge gebildet. Der Inhalt dieser Mauer, die vom Ing.-Bureau Jul. Maetz,

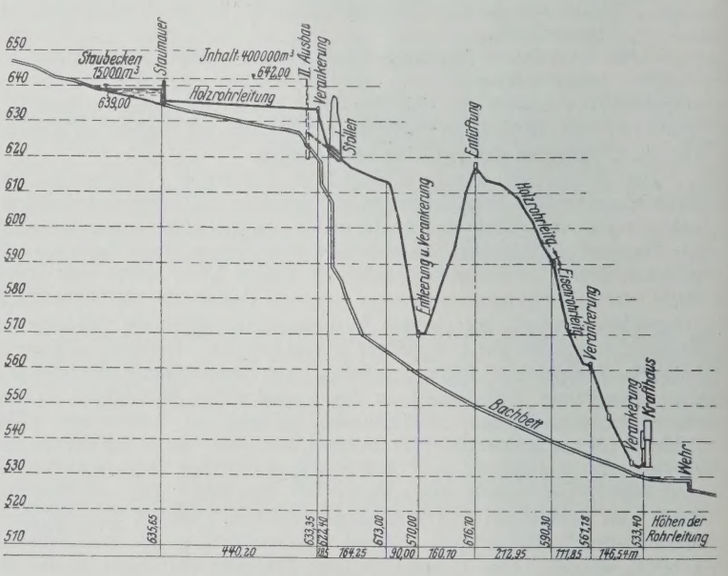


Abb. 2. Höhenplan.

München, entworfen wurde, wird nur 900 m³ Beton und Eisenbeton erfordern.

Das kleine Becken des ersten Ausbaues wird durch einen Erddamm von 80 m Länge und durchschnittlich 4 bis 5 m Höhe abgeschlossen, Hochwasserentlastung, Grundablaß und Einlaufbauwerk sind in einem gemeinsamen Betonkörper, der auf soliden Fels gegründet ist und im alten Bachbett liegt, zusammengefaßt.

Sand und Kies, sowie geeignetes Material für die Dammschüttung und für die Lehmschlagdichtung konnten in nächster Nähe der Baustelle beschafft werden. Der Damm ist wasserseitig 1 : 1,5, luftseitig 1 : 2 geböscht und hat eine Kronenbreite von 3 m. Er wurde in Lagen von 20 bis 30 cm aus kies- und sandhaltigem Material, das stark mit Lehm durchsetzt war, geschüttet.

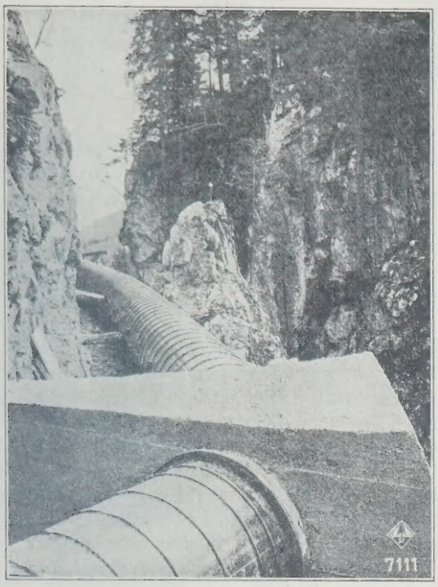


Abb. 4. Holzrohr in der Schlucht. Stelle der geplanten Bogensperrmauer.

Abb. 5. Holzrohr in der Schlucht.

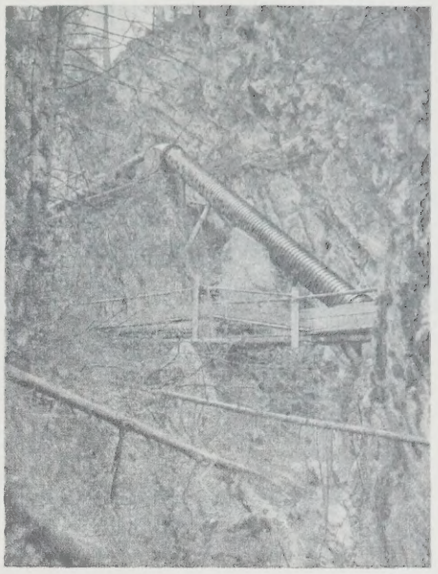


Abb. 6. Holzrohrleitung am Ende der Schlucht.

Das Einlaufbauwerk ist in einfachster Form gehalten und zeigt keine wesentlichen Besonderheiten. Auf eine wasserseitige Verschlußmöglichkeit der Rohrleitung wurde verzichtet. Diese durchsetzt den Damm in schräger Richtung im gewachsenen Boden und mündet auf der Luftseite des Dammes in ein Schieberhäuschen, wo sie durch eine Drosselklappe abgeschlossen werden kann. Diese schließt bei Rohrbruch die Leitung selbsttätig; außerdem kann sie von Hand oder durch Druckknopf vom Kraftwerk aus geschlossen werden.

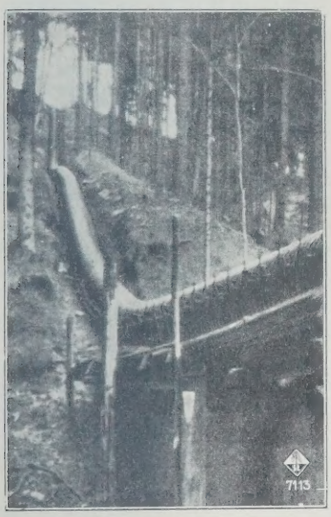


Abb. 3. Holzrohrdücker.

Die Druckrohrleitung hat eine gesamte Länge von 1350 m. Sie ist für eine größte Wasserführung von 960 l/Sek. bemessen und hat einen Durchmesser von 800 mm. Der größte Teil der Druckrohrleitung ist in Holz ausgeführt. Da der Preis einer Holzrohrleitung sehr stark von dem Innendruck abhängig ist, wurde die Linienführung der Leitung so gewählt, daß sie möglichst lange im Bereich niederen Drucks verläuft. Hierbei mußte die Durchquerung des tiefeingeschnittenen Mühlbachtals durch einen Dücker mit in Kauf genommen werden. Am tiefsten Punkte des Dückers (Abb. 3) erreicht der Druck in der Holzrohrleitung 7,5 at, bei Druckstößen in der Leitung bis zu 8,3 at. Die Holzstärke beträgt an dieser Stelle 40 mm; die Spannreifen haben eine Stärke von 22 mm und werden durch gußeiserne Spannschlösser zusammengehalten. Die Beanspruchung im Eisenquerschnitt beträgt einschließlich der zusätzlichen Spannungen, die durch das Aufquellen des Holzes beim Füllen der Leitung hervorgerufen werden, 1280 kg/cm² im vollen Rundeisen-Querschnitt. Die Spannung im Gewindekernquerschnitt ist rechnerisch erheblich größer. Sie wirkt sich jedoch in dieser Höhe nicht aus, da ein großer Teil der Spannung durch die große Reibung zwischen Holz und Eisen aufgezehrt wird. Genaue Untersuchungen über die Größe dieser Spannungsverminderung durch die Reibung, sowie über die wirklich auftretenden Spannungen und ihre Verteilung in der Rundeisenbewehrung liegen noch nicht vor. Die bisherigen Erfahrungen haben jedoch die Zulassung der verhältnismäßig hohen theoretischen Eisenspannungen gerechtfertigt. Allerdings zeigte sich nach einiger Betriebszeit, daß die Rundeisenbewehrungen sich in das verhältnismäßig weiche Fichtenholz, das für die Leitung verwendet wurde, tief eingegraben hatten, so daß an einigen Stellen sogar die obersten Faserlagen des Holzes abgequetscht wurden.

Es würde sich daher empfehlen, für Holzrohrleitungen mit hohem Innendruck und hoher zugelassener spezifischer Spannung im Eisen ein härteres Holz, Föhre oder Lärche, zu verwenden. Auf die Dichtheit der Leitung hatten diese teilweisen Beschädigungen der äußeren Fasern keinen Einfluß.

Am tiefsten Punkte des Dückers ist eine Entleerungs-, am höchsten Punkte eine Entlüftungseinrichtung vorgesehen.

Die Holzrohrleitung (Abb. 4 bis 6), geliefert und montiert durch die Firma Steinbeis & Cons., Abteilung Holzrohrbau, Rosenheim, hat sich im Betriebe gut bewährt und hält vollkommen dicht, obwohl sie mitten im Winter, teilweise bei sehr starkem Frost montiert wurde. 650 m Leitungslänge sind verdeckt, 400 m sind offen verlegt. Verankerungen sind lediglich an den sieben scharfen Knickpunkten, die durch eingebaute Eisenkrümmer durchgeführt sind, notwendig geworden. Im ganzen übrigen Zuge der Leitung sind keine Verankerungen ausgeführt. Längenänderungen infolge von Temperaturschwankungen sind bei der außerordentlich kleinen Wärmedehnungszahl des Holzes zu vernachlässigen. Soweit die Leitung eingegraben ist, hat sie durch die zahlreichen Spannringe und Spannschlösser, deren jedes für sich gewissermaßen eine kleine Verankerung darstellt, so starken Widerhalt im Erdboden, daß sich besondere Verankerungen erübrigten. In den durchweg mit 40 m Halbmesser ausgeführten Krümmungen wird der auf die Leitung wirkende Druck von dem umgebenden Erdreich aufgenommen.

Nach 1070 m Länge schließt die Leitung durch ein gußeisernes Übergangstück an die von der Firma Kuntze gelieferte, geschweißte Eisenleitung an. Diese führt längs einer steilen Felswand zum Turbinenhause. Besonderer Wert wurde auf möglichst einfache und schlanke Linienführung bei Einführung der Rohrleitung in das Maschinenhaus gelegt. Rechtwinklige Abzweigungen und Ablenkungen wurden vermieden.

Die Turbine ist eine Freistrahlturbine mit vier Düsen von Voith, die auch bei sehr geringen Belastungen von $^1/_8$ der Vollbelastung noch 78% Wirkungsgrad ergibt. Unmittelbar mit der Turbine gekuppelt ist ein Drehstrom-Generator von 500 kVA. Die Drehzahl beträgt 750 Umdrehungen/Min., die Erzeugerspannung 5000 V. Der Generator arbeitet auf die gemeinsame Sammelschiene, von wo aus der Strom auf die Netzspannung von 20 000 V transformiert wird.

Die Anlage ist im Jahre 1925/26 ohne Inanspruchnahme öffentlicher Mittel erbaut worden. Obwohl die Rohwasserkraft als recht günstig zu bezeichnen ist, stellten sich die Ausbaukosten infolge der teuren Löhne, der ungünstigen Jahreszeit und der hohen Kapitalbeschaffungskosten verhältnismäßig teuer, so daß die Anlage nur dadurch, daß gewissermaßen keinerlei Bedienungs- und Verwaltungskosten dafür zu rechnen sind, sich noch als wettbewerbfähig erweist.

Die Kohlen-Förder- und -Lageranlagen der Farbwerke vorm. Meister, Lucius & Brüning in Höchst a. M.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Geheimrat **Buhle**, Professor in Dresden.

(Fortsetzung aus Heft 1.)

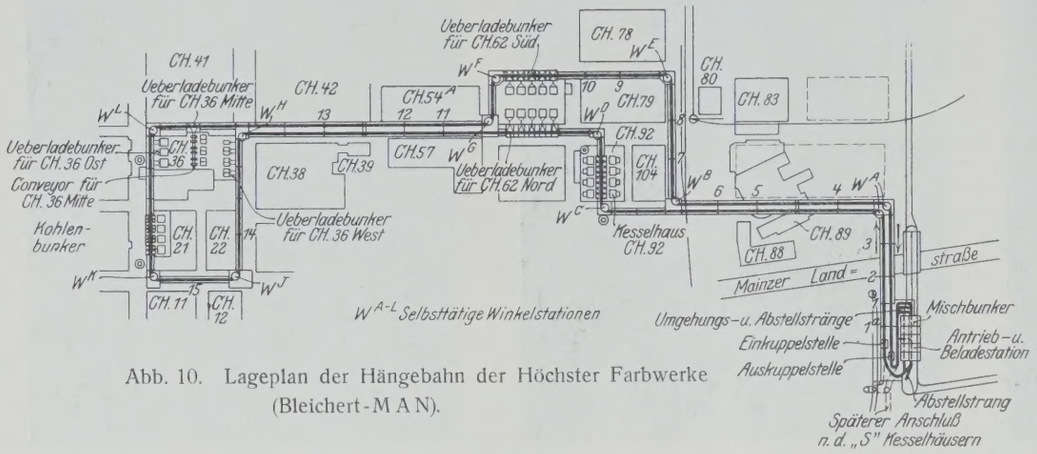


Abb. 10. Lageplan der Hängebahn der Höchster Farbwerke (Bleichert-M A N).

2. Der von A. Bleichert & Co., Leipzig,[2]) gemeinsam mit der M A N, Gustavsburg,[3]) ausgeführte Teil.

Zum Beschicken der im Fabrikgelände verstreut liegenden Kesselhäuser diente bis vor kurzem eine regelspurige Werkeisenbahn. Die Leistungsfähigkeit dieses Fördermittels — zwar den früheren Ansprüchen genügend — konnte mit dem zunehmenden Umfang des Betriebes nicht Schritt halten. Der Grund dafür war in der Hauptsache der, daß die Beschickung sehr zeitraubend, umständlich und ungleichmäßig war, da einerseits die Kohle nur **an**, nicht **in** die Kesselbunker gefördert wurde, anderseits die Kohlenwagen an den Schienenübergängen oft durch den übrigen Werkverkehr für

Abb. 11. Teilansicht der Kohlen-Förder- und -Lageranlagen der Höchster Farbwerke.

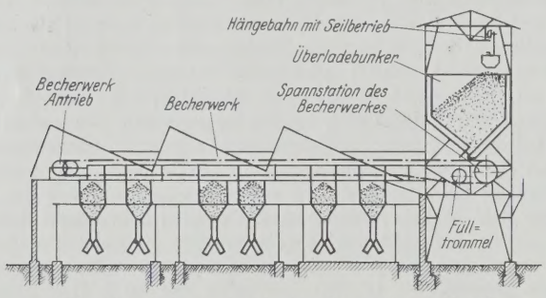


Abb. 12. Schnitt durch das Kesselhaus Ch 36.

kürzere oder längere Zeit aufgehalten wurden. Diese Unzuträglichkeiten, ferner die hohen Anlage-, Betriebs- und Unterhaltungskosten der Werkeisenbahn, ihr großer Platzbedarf für Kurven und Weichen, sowie ihr un-

[2]) Vgl. Buhle, „Die Bautechnik" 1924, S. 268 ff. „Schwebende Drahtseilbahnen und Schienenhängebahnen" (unter vornehmlicher Berücksichtigung der Ausführungen von A. Bleichert & Co, Leipzig, aus Anlaß des 50 jährigen Jubiläums am 1. Juli 1924), insbesondere S. 284 ff. (Schienen-[einsch. Elektro-] Hängebahnen). Ferner: Ders., ebenda, S. 125 ff. „Neuerungen im Bau von deutschen Umschlaganlagen".

[3]) Die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg bei Mainz, war die entwerfende und herstellende Firma der Eisenbauten (vgl. insbesondere auch Abb. 25 bis 29).

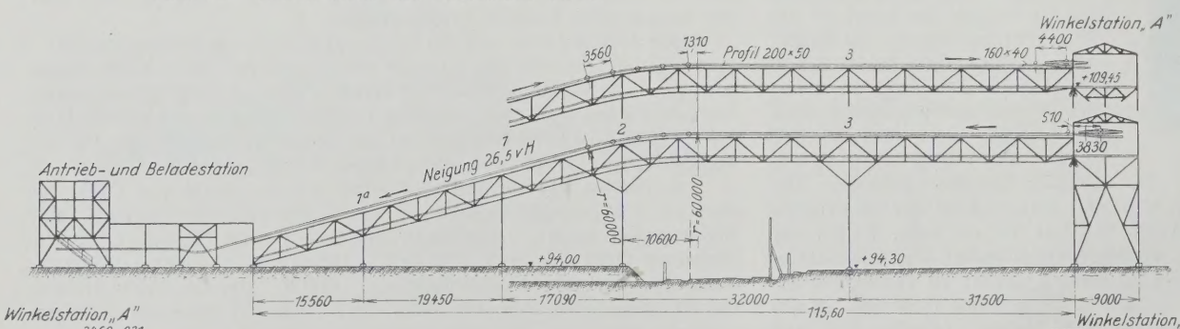


Abb. 13.

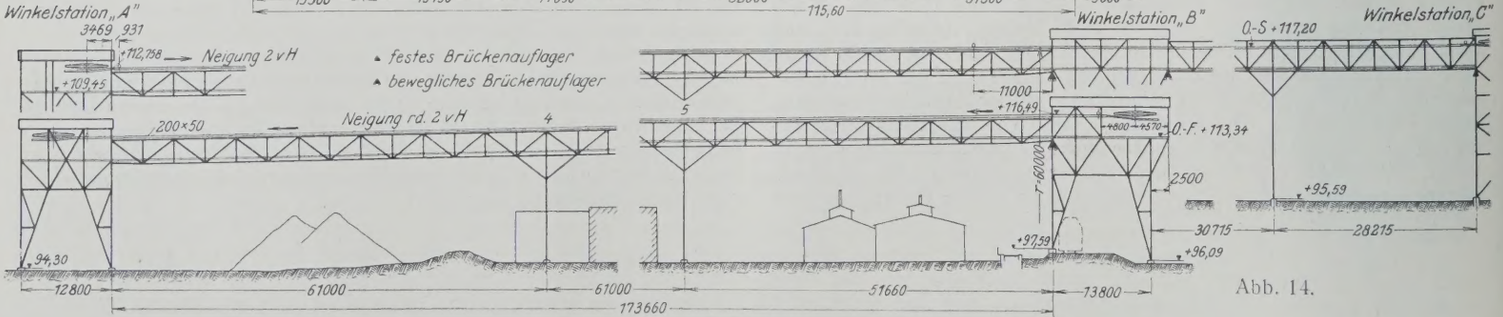


Abb. 14.

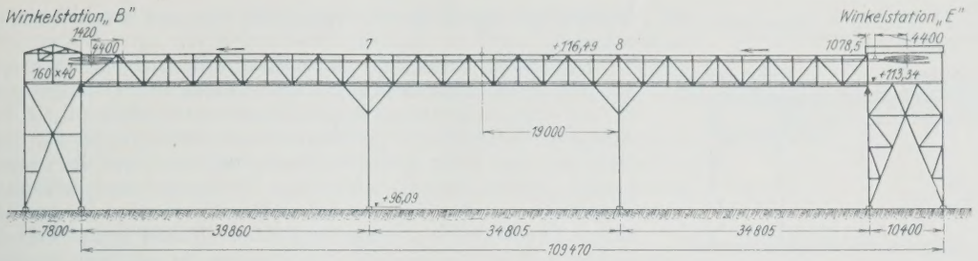


Abb. 15.

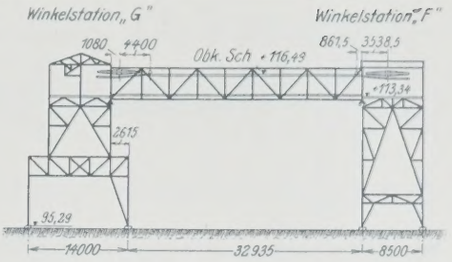


Abb. 18.

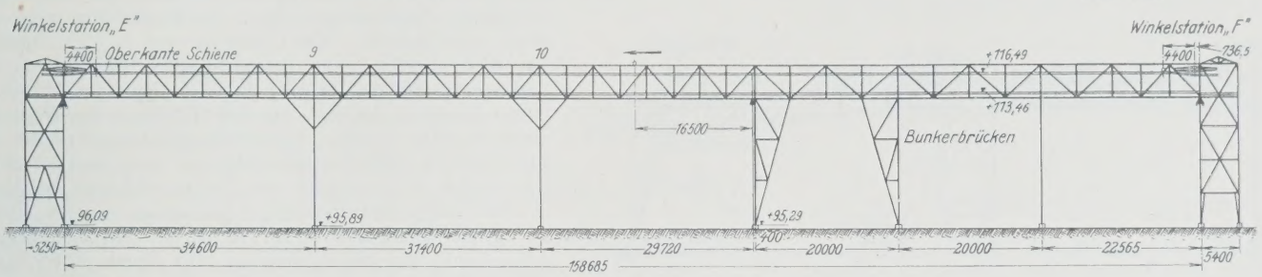


Abb. 17.

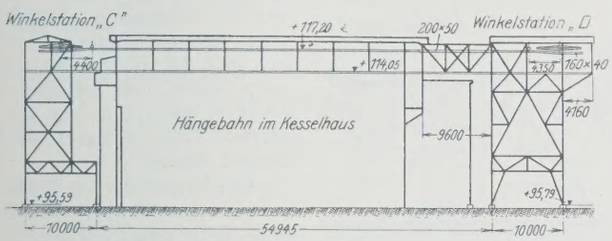


Abb. 16.

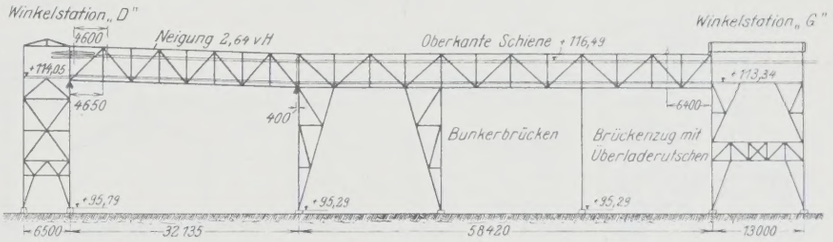


Abb. 19.

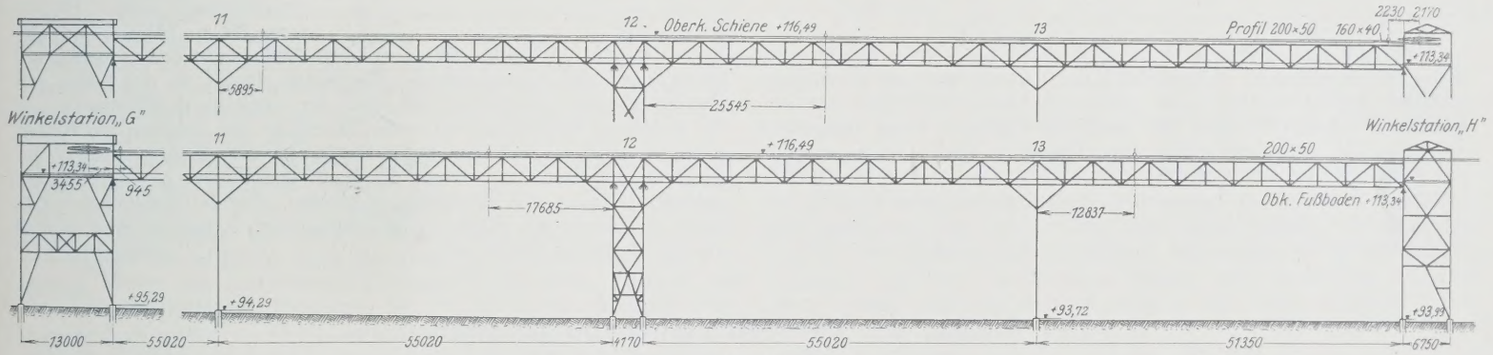


Abb. 20.

elastischer, den wechselnden Bedürfnissen der Kesselhäuser nicht rasch genug anpaßbarer Förderbetrieb führten mit der Vergrößerung des Unternehmens zu immer unwirtschaftlicheren Ergebnissen.

Für solche Förderaufgaben, wie sie von den „Farbwerken" gestellt sind, schien als am besten geeignet eine Hängebahn mit Seilbetrieb (Abb. 10 bis 29). Einfach in Bauart und Betrieb, fördert sie die Kohle unmittelbar in die Kesselhausbunker, erfordert verhältnismäßig geringe Anlage- und Betriebskosten und stört den übrigen Werkverkehr in keiner Weise. Sie unterscheidet sich von der bekannten Seilschwebebahn nur insofern, als die Trag- oder Laufseile durch Hochschienen ersetzt sind.

Die Bleichert-MAN-Hängebahn (Abb. 10 u. 11) fördert die aus Mischbunkern abgezogene Kohle über die Mainzer Landstraße hinweg nach den Kesselhäusern. Für das Kesselhaus Ch 36, das von der Hängebahn nicht unmittelbar beschickt werden konnte, da die Bauart des Gebäudes es nicht zuließ, mußte ein Becherwerk die durch die Hängebahn in einem Überladebunker ausgeschüttete Kohle nach dem Kesselhaus fördern (s. unten Abb. 12).

Die Linienführung der Hängebahn gestaltete sich besonders schwierig, da für die Bahnstützen und Winkelstationen in dem mit Gebäuden dicht besetzten Gelände eigentlich nur an den Straßenkreuzungen genügend Platz vorhanden war. Außerdem mußte auf das Schienennetz der Werkeisenbahn und auf ein Gewirr von meist freiliegenden Röhren Rücksicht genommen werden. Aus diesen Gründen wurden größtmögliche Spannweiten der Brückenkonstruktionen und torartige Ausbildung der Unterbauten für die Winkelstationen zur unbedingten Notwendigkeit.

Aus Abb. 10 ist die Linienführung gut ersichtlich; gehen wir vom Mischbunker aus, so werden beschickt die Kesselhäuser Ch 92, Ch 62 Nord, Ch 36 West, Ch 21, Ch 36 Ost, Ch 36 Mitte (in Verbindung mit dem erwähnten Becherwerk) und Ch 62 Süd. Außerdem sind Anschlußstücke vorgesehen, damit die Bahn später noch weiter entfernt liegende Kesselhäuser versorgen kann. Von den 78 Hängebahnwagen werden 66 gleichzeitig von einer einzigen Antriebstelle durch ein ständig in Bewegung befindliches Zugseil auf fester Hängebahnschiene verfahren.

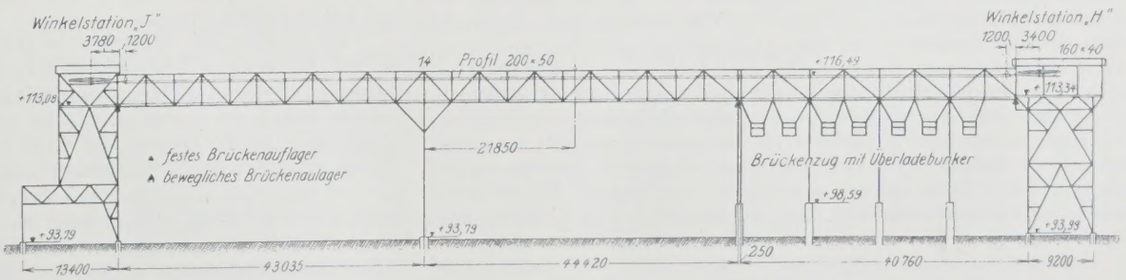


Abb. 21.

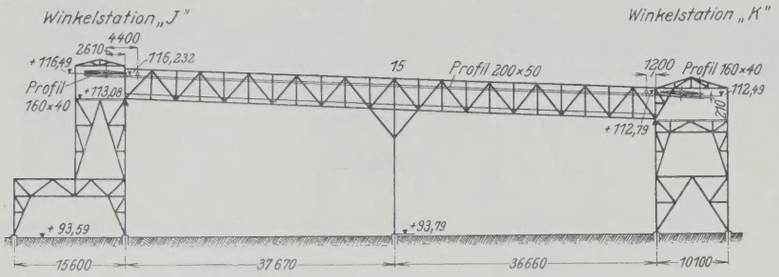


Abb. 22.

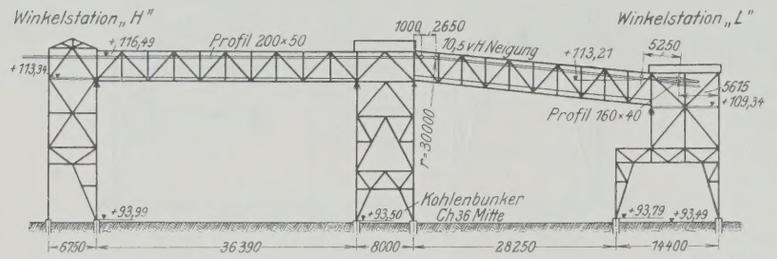


Abb. 23.

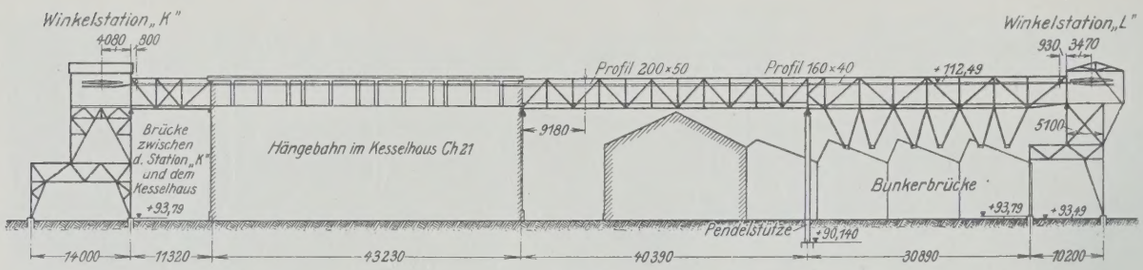


Abb. 24.

Die Antriebmaschinen sind bei Seilbahnen fast immer in einer der Stationen untergebracht. Damit das Zugseil unmittelbar auf die Antriebscheiben geführt werden kann, stehen die Antriebmaschinen auf entsprechend hohen Gerüsten. Der Antriebmechanismus dieser Hängebahn mit Seilbetrieb würde aber infolge seiner Größe und seines hohen Gewichtes die Stationsgerüste außerordentlich verteuert haben. Deshalb wurde er zu ebener Erde in einem besonderen Maschinenhause untergebracht, wodurch sich der weitere Vorteil ergab, daß er durch seine von allen Seiten leicht zugängliche Aufstellung sorgfältig bedient werden kann und als Maschine im eigenen Raume naturgemäß eine ganz andere Wartung erfährt.

Der Antrieb besteht aus einem Elektromotor, einem Vorgelege, das mit Ausgleichgetrieben (nach Patent Ohnesorge) ausgerüstet ist, und einer elektromagnetischen Bremse mit Lüftmagnet, die die Anlage in Gefahrfällen augenblicklich zum Stillstande bringt. Das Stillsetzen der Bahn geschieht durch zahlreiche, auf der ganzen Strecke verteilte Druckknöpfe, deren Betätigung einen Ruhestrom unterbricht und das Einfallen der elektromagnetischen Bremse bewirkt. Der Vorteil des Ausgleichgetriebes besteht in der Vermeidung von Überspannungen des Zugseiles und der dadurch erreichten Verringerung der Abnutzung des Antriebes und des Zugseiles.

In der Beladestation laufen die Wagen über eine selbsttätige Wage mit Zählwerk. Die Fahrzeuge von je 15 hl Inhalt bestehen aus dem Laufwerk mit Bleichert-Kuppler (D.R.P.), dem Gehänge und dem für Bodenentleerung eingerichteten Wagenkasten. Das Entleeren geschieht dadurch, daß das Hebelwerk des Wagenkastens an einen Anschlag über den zu beschickenden Bunkern stößt. Zur Weitergabe der erforderlichen Betriebsignale steht auf der Beladestation und in den Kesselhäusern eine Fernsprechanlage zur Verfügung.

Die Länge der Bleichert-MAN-Anlage beträgt etwa 2120 m, der größte Höhenunterschied rd. 20 m, die stündliche Leistung 135 t Kohle, der Arbeitsverbrauch etwa 35 bis 40 PS; dabei ist das Schüttgewicht des Fördergutes zu 0,8 t/m³ angenommen. — Zu den bereits genannten 66 stets in Bewegung befindlichen Hängebahnwagen kommen noch 12 Wagen, die auf einem Abstell- und Ausbesserstrang in der Nähe der Beladestelle (als Reserve) aufbewahrt werden.

Das Kesselhaus Ch 36 mit seinen sechs Bunkern erhält seine Kohle durch ein Becherwerk (stündliche Leistung 15 t, Arbeitsbedarf 5 PS, Förderweg 39 m (Abb. 12). Die Becher fördern die Kohle von einem Überladebunker in einer wagerechten Ebene nach den Kesselbunkern. Die Ketten laufen an den Enden um Mehreckscheiben, von denen die einen die Antriebskraft übertragen und die andern in Verbindung mit einer Spannfeder das Spannen der Ketten bewirken. Über jedem der sechs Bunker ist eine Kippvorrichtung angebracht, die das Abstürzen der Kohle in den Bunker bewirkt und bei gefülltem Bunker sich selbsttätig ausschaltet. Der letzte Bunker besitzt einen Endausschalter, durch den das Becherwerk stillgesetzt wird, sobald alle sechs Bunker gefüllt sind. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Der Ausbau der österreichischen Bundesstraßen.

Von Oberbaurat i. R. Dr.-Ing. **H. Cassinone,** Karlsruhe.

Auch in Österreich hat man sich den Forderungen der Zeit bei den daselbst ganz besonders ungünstigen Verhältnissen[1]) nicht weiter verschließen können. Die wassergebundene Schotterdecke entspricht der heutigen Entwicklung des Kraftverkehrs nicht mehr und muß der geänderten Beanspruchung durch die schneller und schwerer werdenden Fahrzeuge angepaßt werden. Für das den Verkehr im Bundesgebiet und im Anschluß an das Ausland aufnehmende Bundesstraßennetz hat deshalb die Bundesverwaltung einen Allgemeinentwurf für den Ausbau auf Grund der bisher in den Nachbarstaaten gemachten Erfahrungen aufgestellt und gelegentlich der Straßenbauausstellung auf dem ersten österreichischen Straßentage zur Kenntnis der Öffentlichkeit gebracht.

Danach sind die Straßenzüge in drei Gruppen eingeteilt, entsprechend ihrer Bedeutung und da sich das Programm bei der starken geldlichen Belastung nur schrittweise durchführen läßt. An die erste Gruppe mit 1 510,261 km oder 39 % des Gesamtnetzes sind die den Durchgangsverkehr durch die Bundesländer miteinander und mit dem Auslande vermittelnden Straßen eingereiht. Das ist die ganz Österreich nach Westen durchziehende Hauptstraße mit ihren Abzweigungen und Nebenanschlüssen nach Norden und nach Süden, einige nach Süden bezw. nach Südwesten nach Jugoslawien und Italien führende Straßenzüge, sowie die Ausfallstraßen von Wien, weil deren hohe Verkehrsbelastung die Dringlichkeit des Ausbaues besonders rechtfertigt. An diese Straßen kommen sämtliche Landeshauptstädte, mit Ausnahme von Eisenstadt des von Ungarn abgetrennten, erst angegliederten Burgenlandes, woselbst bei ungünstigen Straßenverhältnissen ein zwischenvölkischer Durchgangsverkehr noch nicht aufgenommen werden kann.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 28, S. 413.

Die Gruppe II umfaßt die für den Überlandverkehr zwischen den einzelnen Bundesländern und für deren Hauptknotenpunkte wichtigen oder vom Fremdenverkehr besonders aufgesuchten Straßenzüge mit zusammen 1 790,518 km oder 46 %.

Gruppe III bildet den Rest mit 578,750 km, dem mehr örtliche Bedeutung in dem einzelnen Bundeslande zukommt, oder 15 % der Bundesstraßen.

Bei den vorzuschlagenden Maßnahmen hat man im Hinblick auf die gebotene äußerste Sparsamkeit von der Anlage reiner Automobilstraßen (Umgehungsstraßen), wesentlichen Verbreiterungen oder Änderungen in der Linienführung abgesehen. Man sucht vielmehr nur die Fahrbahndecke so instand zu stellen, daß Kot- und Staubfreiheit gewährleistet ist, wobei die klimatischen und geologischen Verhältnisse und der auch künftig noch immer stark gemischte Verkehr berücksichtigt werden müssen und aus wirtschaftlichen Gründen vorwiegend heimische Baustoffe Verwendung zu finden haben.

Es kommen drei Bauweisen in Betracht:

1. Die schwere Bauweise mittels harter Decken, Groß- und Kleinpflaster bei einem mittleren Richtpreis von 35 Schill./m² (21 R.-M.). Beton wurde wegen des immer noch sehr regen Pferdefuhrwerks, der unvermeidlichen Glätte und der im alpinen Klima auftretenden Temperaturschwankungen nicht in Aussicht genommen.

2. Die mittelschwere Bauweise, das sind elastische Decken, bei denen das Schottergestein in eine Bindemasse von Teer, Bitumen oder Asphalt nach den verschiedensten Herstellungsweisen mit nachträglicher Oberflächenbehandlung eingebettet wird, wofür ein Richtpreis von 12 Schill./m² (7,20 R.-M.) geschätzt wurde.

3. Die leichte Bauweise, wobei die Vollwalzungen von Hart- oder Weichschotter mit einem Oberflächenüberzug aus Teer, Bitumen, Asphalt oder Öl zur Verminderung der Abnutzung und zur besseren Trockenerhaltung versehen werden, dessen Ausführung mit 6 Schill. (3,60 R.-M.) f. 1 m² im Mittel veranschlagt ist.

Die schweren Bauweisen werden bei einer täglichen Verkehrsbelastung von über 1400 t, die mittleren bei 600 bis 1400 t und die leichten bei einer Belastung unter 600 t auf Grund von Verkehrszählungen gewählt. Gezählt wurde in allen Straßenwärterstrecken dreimal im Jahre im Frühjahr, Sommer und Herbst je 24 Stunden auf vier hintereinanderfolgende Tage verteilt, und zwar bespannte Pferdefuhrwerke, Personen- und Lastkraftwagen, deren Anhänger, Krafträder und außergewöhnliche Lasten. Die Verkehrsgewichte wurden nach nachstehender Bewertung ermittelt:

1 Zugtier 0,3 t,
1 Wagen leicht, leer 0,5 t, beladen 1,0 t,
1 „ schwer, leer 1,0 t, beladen 2,5 t,
1 Kraftrad 0,3 t, 1 Personenkraftwagen 2,0 t,
1 Lastkraftwagen, leer 4,0 t, beladen 8,0 t,
1 Anhänger, leer 2,0 t, beladen 6,0 t.

Außergewöhnliche Lasten sind auf ihr Gewicht zu schätzen, Kraftstellwagen als leere Lastkraftwagen zu rechnen.

Die Fahrbahnbreite wurde bei Gruppe I, soweit diese schon jetzt über diese Breite verfügt, zu 6 m, bei Gruppe II auf 5 m festgesetzt. Bei Gruppe III wurde die zumeist 4 bis 4,50 m betragende Breite belassen, da sonst für kostspielige Verbreiterungen eine wesentliche Verteuerung eintreten würde.

Bei diesen Annahmen erfordert eine einmalige neuzeitliche Instandsetzung der Straßenzüge in der Gruppe

I	einen Kostenaufwand von	85 800 250	Schill.	
II	„ „ „	48 375 600	„	und
III	„ „ „	15 000 000	„	
	zusammen	149 175 850	Schill.	
		(89 505 510	R.-M.)	

oder auf die einzelnen Länder verteilt nach nebenstehender Tabelle.

Für die Durchfahrtstrecken geschlossener Ortschaften lassen sich nach den Bestimmungen des Bundesstraßengesetzes auf dem Verhandlungswege Beiträge von den Gemeinden erzielen. Wegen ihrer schwierigen Erfassung und des verhältnismäßig geringfügigen Betrages sind sie nicht berücksichtigt worden. Soweit sie eingehen, sollen damit kleinere, unumgängliche Korrektionen durchgeführt werden, für die im Allgemeinplan keine Mittel vorgesehen sind.

Der Ausbau der in Gruppe I eingereichten Hauptstraßen, der mit allem Nachdruck betrieben werden muß, erfordert 86 Mill. Schill. (51,6 Mill. R.-M.). Um ihn wirtschaftlich zu gestalten, wofür ein ausführlicher Wirtschaftsplan einschließlich der Erneuerungsrücklage aufgestellt ist, müßten bei höchstens sechs Jahresraten je 14,3 Mill. Schill. zur Verfügung stehen. Im ersten Baujahre würden 20 Mill. Schill. genügen, um den steinverarbeitenden Industrien und Straßenbauunternehmungen Gelegenheit zu entsprechenden Einstellungsvorbereitungen zu geben und weil die Straßenbauverwaltung bezüglich der Bauleitung und Überwachung der Arbeiten noch organisatorische Maßnahmen zu treffen hat.

Das ist also nur der Anfang für den unverschieblichen Ausbau des österreichischen Straßennetzes, der schon einen recht ansehnlichen Geldbetrag erfordert, und nur für die 4000 km Bundesstraßen. Dazu kommen nun noch die Aufwendungen für 1857 km Landstraßen der einzelnen Bundesländer und 18 528 km Bezirks- und Konkurrenzstraßen unterhaltungspflichtiger Verbände, die gleichfalls dringend der Anpassung an den neuzeitigen Verkehr bedürfen. Insbesondere ist ein solcher Ausbau bei der letzten Straßenklasse notwendig, die noch der ständigen Wartung und regelmäßigen Überwachung durch technische Sachverständige entbehrt. Diese Straßen, die ganze Talschaften durchziehen und die einzige Zufahrt zu den Gebirgssiedlungen bilden, werden weit über die örtliche Bedeutung durch die Benutzung von fremden Fahrzeugen in Anspruch genommen. Diese daraus sich ergebenden Lasten zu tragen, sind die meist wirtschaftlich schwachen, unter schwierigen Erwerbsverhältnissen lebenden, wenig volkreichen Gemeinwesen nicht imstande. Es ist deshalb die auf der Straßentagung zu Bregenz zur Absendung an die Bundesregierung nach Wien beschlossene Eingabe wohl verständlich. Danach wird verlangt, daß aus dem Überschusse des Völkerbundkredites ein namhafter Betrag für den Ausbau des Straßennetzes freigegeben und weitere Mittel durch eine Straßensteuer beschafft werden. Wie früher schon sollen für den Umbau von durch die Länder oder Gemeinden instandzuhaltenden Hauptverkehrsstraßen Beiträge gewährt werden, unter der Bedingung richtiger Linienführung und diese Straßen selbst dann nach und nach in die Bundesverwaltung übernommen werden. Der Aufwand für die Straßenunterhaltung ist, da ihn namentlich die weniger wohlhabenden Bergbewohner nicht aufbringen können, auf kräftigere und breitere Schultern zu legen. Durch die Schaffung guter Verkehrsmöglichkeiten wird der Landflucht und Entvölkerung der Alpentäler vorgebeugt. Es liegt somit ein hochbedeutsames volkswirtschaftliches Interesse vor.

Möge deshalb der Anfang, der hier gemacht werden soll, auch einen guten Fortgang nehmen. Daß die sofortige Instandstellung der Straßen die billigste ist, hat Ministerialrat Dr.-Ing. Speck in seiner Denkschrift über den Ausbau der sächsischen Staatsstraßen zahlenmäßig in überzeugender Weise nachgewiesen.

Längen, Flächen und Kosten.

	Gruppe	Tatsächliche Länge	Herzustellende Länge	Herzustellende Fläche	Einmalige Herstellungskosten
Wien	I	39 001	4 400	26 100	1 174 500
	II	—	—	—	—
	III	—	—	—	—
	Summe	39 001	4 400	26 100	1 174 500
Niederösterreich	I	304 805	301 600	1 809 800	32 206 800
	II	281 803	281 700	1 413 500	9 662 000
	III	41 887	41 900	209 500	1 347 500
	Summe	628 495	625 200	3 432 800	43 216 300
Oberösterreich	I	207 833	201 500	1 209 000	9 832 200
	II	363 351	362 100	1 759 550	10 240 800
	III	191 301	191 300	927 900	5 282 000
	Summe	762 485	754 900	3 896 450	25 355 000
Salzburg	I	53 668	53 700	308 200	2 792 400
	II	298 784	292 500	1 268 100	6 564 600
	III	1 073	1 100	5 500	27 500
	Summe	353 525	347 300	1 581 800	9 384 500
Steiermark	I	270 865	270 900	1 625 400	12 682 800
	II	235 306	235 200	1 156 000	6 274 700
	III	173 443	173 500	867 500	4 460 000
	Summe	679 614	679 600	3 648 900	23 417 500
Kärnten	I	179 360	178 200	1 078 200	7 694 800
	II	299 001	298 700	1 429 600	7 590 500
	III	50 291	50 300	201 200	1 006 000
	Summe	528 652	527 200	2 709 000	16 291 300
Tirol	I	354 325	354 400	1 894 650	13 489 350
	II	179 900	179 800	826 200	4 509 500
	III	63 835	63 900	255 600	1 278 000
	Summe	598 060	598 100	2 976 450	19 276 850
Vorarlberg	I	100 413	100 400	602 400	5 927 400
	II	25 275	25 300	151 800	1 011 000
	III	5 030	5 000	30 000	234 000
	Summe	130 718	130 700	784 200	7 172 400
Burgenland	I	—	—	—	—
	II	107 089	100 200	500 500	2 522 500
	III	51 890	51 800	259 000	1 365 000
	Summe	158 979	152 000	759 500	3 887 500
Alle Länder		3 879 529	3 819 400	19 815 200	149 175 850

Vorausberechnung von Betondruckfestigkeiten und des dazu erforderlichen Mischungsverhältnisses in den Vereinigten Staaten von Amerika.

Alle Rechte vorbehalten.

Auf Grund von mehrjährigen Untersuchungen von über 100 000 Probekörpern und Auswertung der Ergebnisse sind im „Structural Material Research Laboratory in Chicago“ unter Mitwirkung des „Lewis“-Instituts, (Leiter: Prof. Abrams) und der „Portland Cement Association“ Berechnungsverfahren (Formeln und Kurventabellen) ausgearbeitet, die, wie die Überschrift besagt, bezwecken, nach einer auf der Baustelle leicht auszuführenden Untersuchung der vorhandenen Materialien (Zement, Zuschlagstoffe und Mischwasser), dasjenige Mischungsverhältnis rechnerisch vorher zu bestimmen, das nach Festlegung einer gemäß den Annahmen der statischen Berechnung gewünschten Druckfestigkeit die größtmögliche Ersparnis an Zement als dem teuersten Zusatzstoff ergibt. Die erstaunlich gute Übereinstimmung der zerdrückten Probekörper mit der nach diesem Verfahren theoretisch errechneten Druckfestigkeit gewährleistet wohl mit am besten die Richtigkeit der Ergebnisse dieser Mischung von Theorie und Praxis. Die hohe Bedeutung des Verfahrens liegt in einer, vor allem bei Großbauten (Staudämmen usw.) zur vollen Auswirkung kommenden wirtschaftlichsten Verwendung sämtlicher Materialien. Die von der Cement Association, also einer Unternehmergruppe finanzierten

Untersuchungen haben den Zweck, die Betonherstellung in jeder Weise zu verbessern, sie gegenüber anderen Bauweisen wettbewerbsfähiger zu machen und dadurch mittelbar natürlich auch den eigenen Zementumsatz zu steigern.

Das in den Vereinigten Staaten bereits öfter angewandte und dabei bewährte Verfahren (z. B. Exchequerdamm in Californien und Delaware-Brücke in Philadelphia, die zurzeit größten und bekanntesten Großbaustellen) wurde in einer Vortragsfolge, an der der Verfasser Gelegenheit hatte teilzunehmen, in der „American Society of Engineers“ in New York (April 1926) eingehend besprochen und hatte bereits 1925 zur Herausgabe einer ausführlichen Broschüre über diesen Gegenstand geführt, der eine eingehendere Beachtung auch in Deutschland verdient und daher kurz hier beschrieben werden soll. Wenn auch die einzelnen Tatsachen zum Teil schon seit längerer Zeit bekannt sind, so geschah die konsequente Untersuchung und Zusammenfassung sämtlicher Einzelwirkungen in dieser Weise hier meines Erachtens zum ersten Male. Als wichtigster Faktor ist die genaue Berechnung der Menge des Mischwassers zu betrachten. Die in Abb. 1 auf Grund zahlreicher Versuche dargestellte Kurve zeigt, daß der geringere Wasserzusatz die größere Festigkeit ergibt, leicht erklärlich, wenn man bedenkt, daß die Zementbrühe, das Bindemittel oder der Klebstoff der einzelnen Zuschlagstoffe, in möglichst konzentriertem Zustande am wirkungsvollsten sein muß. Selbstverständlich ist, daß der zur chemischen Reaktion erforderliche Wassergehalt nicht unterschritten werden darf. Die praktisch sich ergebende untere Grenze des Wasserzusatzes liegt jedoch bedeutend höher und wird durch die Herstellung einer eben noch verarbeitungsfähigen Mischung, die bei Eisenbeton notgedrungen eine flüssigere Konsistenz verlangt als bei Beton ohne Eiseneinlagen, bestimmt. Das Maß für die Konsistenz ergibt sich aus der Setzprobe (Abb. 2 bis 2b), da für das gleiche Verhältnis von Wasser zu Zement sich stets dasselbe Einsinkmaß des Schüttkegels ergibt. Die steile und spitze Kurve der Abb. 1 zeigt den großen, mehr als für jeden anderen Zusatzstoff betragenden Einfluß des Wassergehaltes, so daß selbst der Feuchtigkeitsgehalt des Sandes und Kieses ebenfalls genau in die Berechnung mit einzuführen ist.

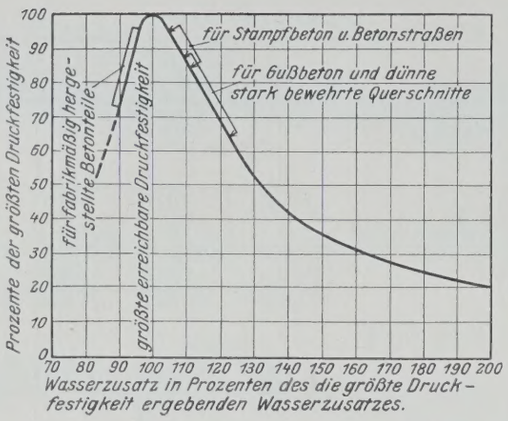


Abb. 1. Beziehung zwischen Wasserzusatz und Betondruckfestigkeit.

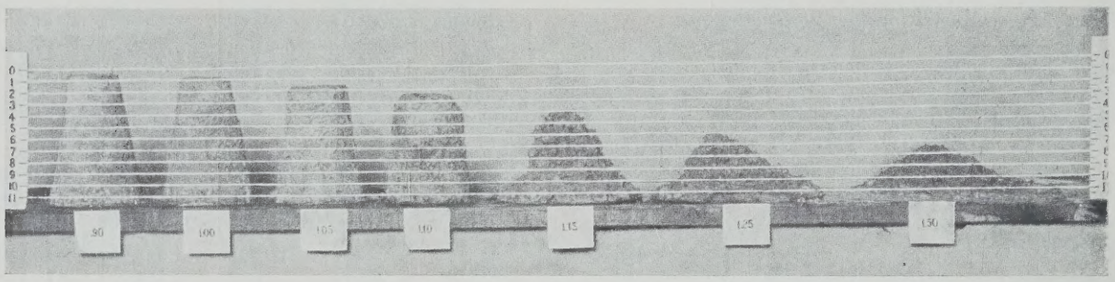


Abb. 2. Beziehung zwischen Betonzusammensetzung und Einsinktiefe des Setzkegels. (Die Maßstäbe geben die Einsinktiefe in Zoll an.)

Betonarten	Größte Einsinktiefe des Setzkegels
für Stampfbeton	50,8 mm
für Eisenbeton	
mit dünnen lotrechten Querschnitten	152,4 „
mit großen Querschnitten	50,8 „
mit kleinen, wagerechten eingeschlossenen Querschnitten	203,2 „
für Straßenbauten	
mit Handmischung	101,6 „
mit Maschinenmischung	25,4 „
Zementestrich	50,8 „

Zu Abb. 2.

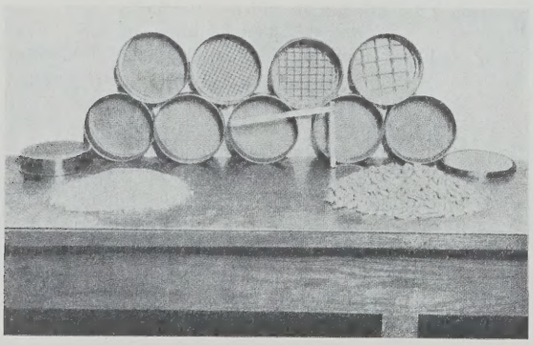


Abb. 3. Normensiebsatz.

Normensiebe für die Siebprobe.

Siebnummer oder Öffnung im Sieb	Sieböffnung mm	Drahtdurchmesser mm	Siebnummer oder Öffnung im Sieb	Sieböffnung mm	Drahtdurchmesser mm
Nr. 100	0,149	0,102	3/8 Zoll	9,5	2,33
„ 50	0,297	0,188	3/4 „	19,0	3,42
„ 30	0,59	0,33	1 „	25,4	4,12
„ 16	1,19	0,54	1 1/2 „	38,0	4,50
„ 8	2,38	0,84	2 „	50,8	4,88
„ 4	4,76	1,27	3 „	76,0	6,3

Zu Abb. 3.

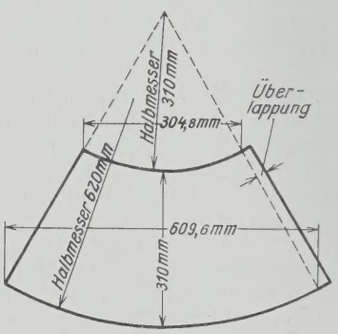


Abb. 2b. Blech zur Herstellung der genormten Setzkegelform.

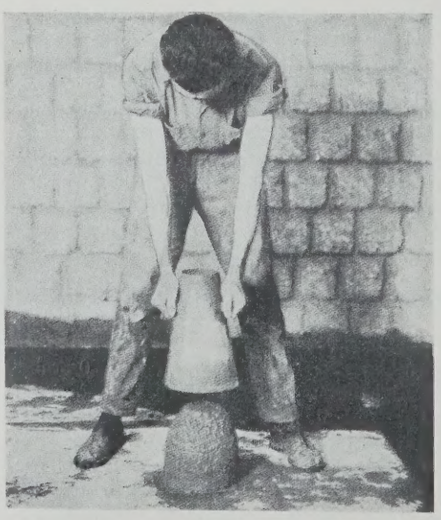


Abb. 2a. Abheben der Setzkegelform.

Das Prinzip der Standardisierung bildet den Ausgangspunkt der ganzen Untersuchungen. Die American Society for Testing Materials (A. S. T. M.) hat nicht nur Normen für Zement und Herstellung und Prüfung der Probekörper — hochwertiger Zement kommt einstweilen noch nicht in Frage — aufgestellt, sondern zur Einordnung der feinen und groben Zuschlagstoffe Siebe (Abb. 3 u. Tabelle zu Abb. 3) verschiedener Maschenweiten genormt, die Sand, Kies und Kleinschlag je nach Korngröße eine bestimmte Wertigkeit (Nummer) erteilen. Ebenso sind die Untersuchungen betreffend Reinheit des Zusatzwassers, des Sandes und Kieses (Gehalt von Lehm, Ton und organischen Bestandteilen) genormt, so daß die Gleichmäßigkeit sämtlicher weiteren Berechnungen gewährleistet ist. Diese auf der Baustelle nach dem jeweilig angelieferten Material leicht auszuführenden Untersuchungen müssen noch durch ebenfalls genau vorgeschriebene Bestimmungen des Feuchtigkeitsgehaltes und des Volumens der Zuschlagstoffe in losem, eingestampftem und gemischtem Zustande ergänzt werden.

Der gesamte Vorgang einschließlich Berechnung ist zum besseren Verständnis vor allem für die Baustelle in 15 Teilvorgänge auseinander gezogen, die nacheinander zu durchlaufen sind und deren Erläuterung weiter unten folgt:

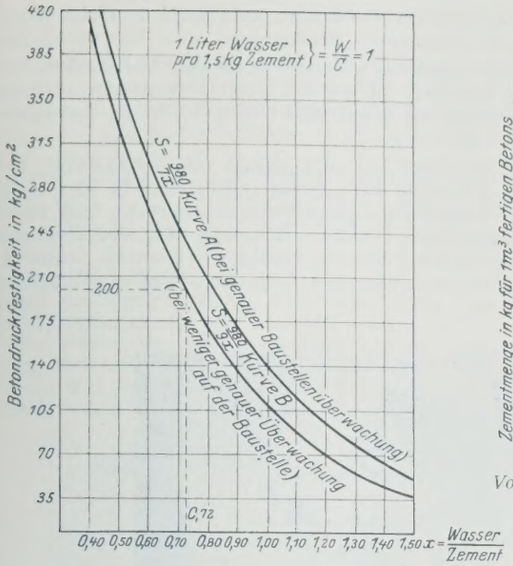


Abb. 4. Wirkung der Wasserzusatzmenge auf die Betondruckfestigkeit.

Kurven der aus Versuchen gewonnenen Gleichung zur Bestimmung des Wasserzusatzes bei gegebener Betondruckfestigkeit (S = Betondruckfestigkeit nach 28 Tagen in kg/cm²).

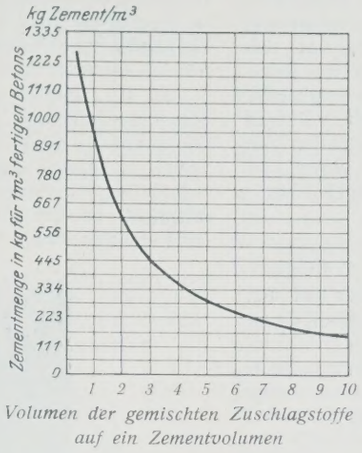


Abb. 6. Kurve zur Bestimmung der erforderlichen Zementmenge.

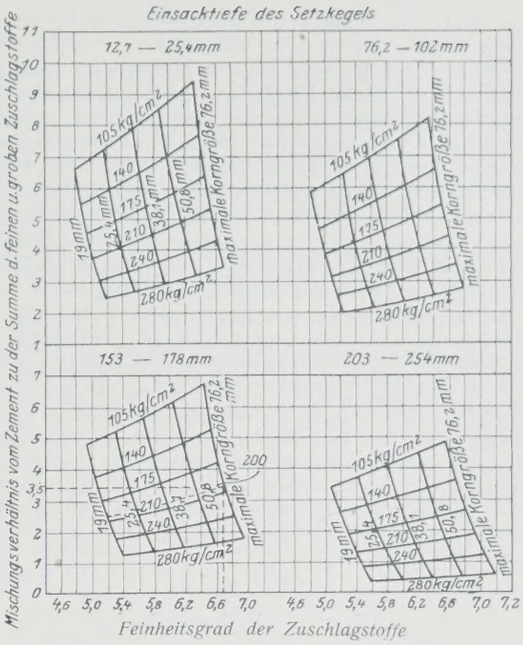


Abb. 5. Kurven zur Bestimmung des Feinheitsgrades und des theoretischen Mischungsverhältnisses nach gegebenem $x = \frac{\text{Wasser}}{\text{Zement}}$, d. h. Einsinktiefe des Setzkegels und höchster Korngröße nach der Gleichung der Kurve B der Abb. 4.

1. Annahme der gemäß statischer Berechnung erforderlichen, nach 28 Tagen zu erzielenden Druckfestigkeit.

2. Vorläufige Bestimmung des Wasserzusatzes nach den Kurven der Abb. 4 je nach der Art des Bauwerkes (Kurve A oder B).[1])

3. Annahme der gewünschten Konsistenz, gemäß Setzprobe (slumptest) (Tabelle zu Abb. 2).

4. Entnahme einer Probe der Zusatzstoffe. Feine (Sand und Kies) und grobe (Kleinschlag) Zuschlagstoffe getrennt.

5. Vorläufige Untersuchung ihrer Reinheit und Qualität gemäß Standardverfahren.

6. Bestimmung des Feuchtigkeitsgehaltes der Zuschlagstoffe.

7. Aussiebung (Siebprobe) zur Bestimmung des Feinheitsgrades und der größten Korngröße (Tabelle zu Abb. 3).

8. Bestimmung des erforderlichen Mischungsverhältnisses und Feinheitsgrades einer Mischung mit den bisher festgelegten Eigenschaften nach den Kurven der Abb. 5.

9. Bestimmung des Prozentsatzes der feinen in den groben Zuschlagstoffen zur Erzielung einer Mischung mit dem nach 8. erforderlichen Feinheitsgrade.

10. Bestimmung des Einheitsgewichtes der groben, feinen sowie der gemischten Zuschlagstoffe, sowohl wie sie auf der Baustelle angeliefert werden, als auch nach dem Standardverfahren, d. h. getrocknet und gestampft.

11. Bestimmung des Volumenverhältnisses der gemischten Zuschlagstoffe zu der Summe der einzelnen nicht gemischten Zuschlagstoffe in getrocknetem und gestampftem Zustande.

12. Berechnung des theoretischen Mischungsverhältnisses.

13. Berechnung des Baustellen-Mischungsverhältnisses.

14. Berechnung der Materialmengen für 1 m³ fertigen Betons nach der Kurve in Abb. 6.

15. Berechnung des erforderlichen Zusatzwassers für eine Mischtrommel.

Es folgt nun die Erläuterung der Einzelvorgänge.

Zu 1. Für eine normale Eisenbetondecke wäre die Druckfestigkeit nach 28 Tagen z. B. auf 200 kg/cm² festzulegen. Infolge der Gleichmäßigkeit des fertigen Betons sowie seiner Druckfestigkeit kann man sich mit einem kleineren Sicherheitsfaktor begnügen, was eine weitere wesentliche Zementersparnis zur Folge hat.

Zu 2. Das aus Abb. 4 sich ergebende Verhältnis des Mischwassers für den Sack Zement (1 l Wasser zu 1,5 kg Zement = 1) ist, je nachdem ob eine sehr strenge oder weniger genaue Baustellenüberwachung stattfindet, der oberen oder unteren Kurve zu entnehmen (für obiges Beispiel nach Kurve B: $x = \frac{W}{C} = 0{,}72$).

Zu 3. Nach den in der Tabelle zu Abb. 2 gemachten Angaben ergibt sich die erforderliche Konsistenz (Nachprüfung auf der Baustelle durch die Setzkegelprobe), die bei obiger Annahme etwa mit rd. 15,3 cm angesetzt werden darf.

Zu 4. Die Entnahme zwecks Untersuchung der feinen und groben Zuschlagstoffe muß natürlich so oft stattfinden, wie eine Änderung in der Anlieferung dies erfordert.

[1]) Vergl. die Arbeiten von Otto Graf.

Zu 5. Die genau vorgeschriebenen Untersuchungen erstrecken sich auf einen Nachweis der organischen Bestandteile des Sandes durch Schütteln in einer dreiprozentigen Natronlauge (Natriumhydroxyd $NaOH$) und Vergleich der erhaltenen Farbe mit einer leicht herzustellenden Standardfarbe, sowie auf einen Nachweis des Lehm- und Tongehaltes durch Auswaschen mit einer bestimmten Wassermenge und Messen des Gewichtsverhältnisses vor und nach dem Waschen. Auf weitere Einzelheiten kann hier nicht näher eingegangen werden.

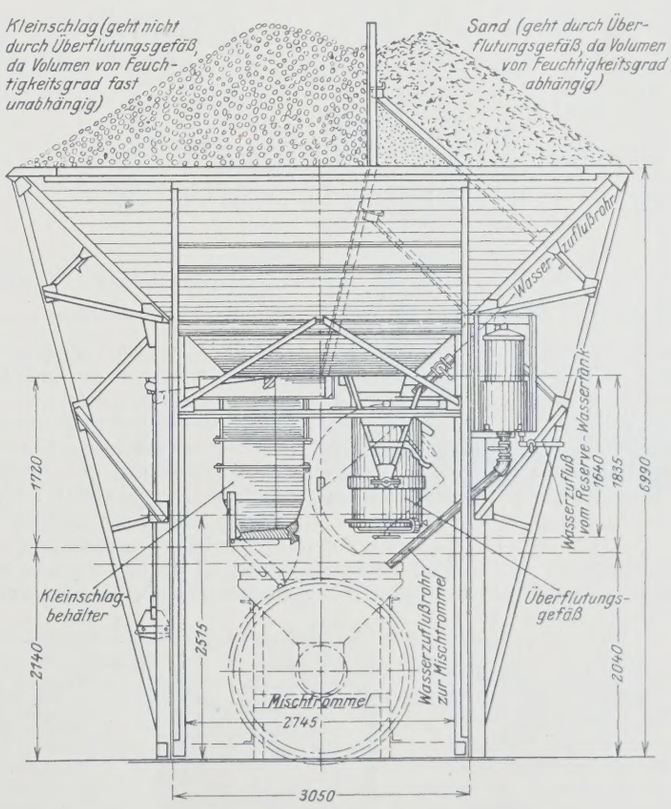


Abb. 7. Grundsätzliche Anordnung einer Mischanlage mit Einrichtung zur Volumenmessung des Mischsandes unter Wasser (überflutet) und des zuzuführenden Mischwassers vor Einführung in die Mischtrommel.

Zu 6. Die Tatsache, daß feuchter Sand ein bis um etwa 25% größeres Volumen einnehmen kann wie trockener, erfordert eine entsprechende Reduktion des theoretischen Mischungsverhältnisses auf das Baustellen-Mischungsverhältnis. Das einfache Abwiegen und die Volumenbestimmung einer kleinen Probe der groben und der feinen Zuschlagstoffe, was also je nach Anlieferungs- und Witterungsverhältnissen öfter (etwa jeden Morgen vor Arbeitsbeginn) geschehen muß, bietet keine Schwierigkeiten. Die Tatsache, daß dagegen mit Wasser überfluteter Sand dasselbe Volumen wie getrockneter einnimmt, hat schon längere Zeit zur Konstruktion von Mischmaschinen geführt, die diese Volumenbestimmung in einem mit Wasser gefüllten Eichgefäß vor dem Eintritt in die Mischtrommel (Abb. 7) selbsttätig vornehmen (Inundationsverfahren).

Zu 7. Ein neuer rein theoretischer Begriff, der „Feinheitsgrad" der Zuschlagstoffe, muß eingeführt werden. Er ist die durch 100 dividierte Summe der bei der vorher erwähnten Siebprobe als Rückstände auf den einzelnen Sieben erhaltenen, in Prozenten ausgedrückten einzelnen Sandgewichte. Um sich eine deutlichere Vorstellung von dem Begriff Feinheitsgrad machen zu können, fasse man ihn gleichsam als Schwerpunkt R der einzelnen Siebrückstände S auf (Abb. 8). Es ergibt sich dann auch ohne weiteres eine Vorstellung für den Feinheitsgrad einer Mischung von feinen und groben Zuschlagstoffen und die Tatsache, daß zur Erzielung desselben Feinheitsgrades unendlich viele Mischungen möglich sind.

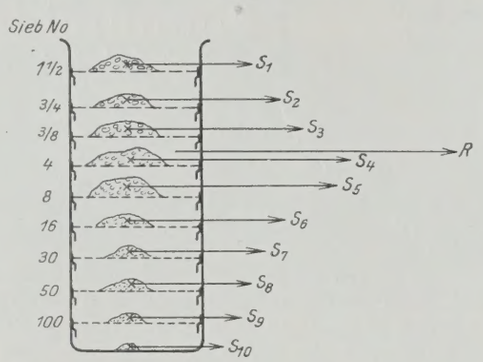


Abb. 8. Schematische Darstellung zur Erklärung des Begriffes Feinheitsgrad (S_1, S_2 usw. Siebrückstände, R = Resultante der Siebrückstände).

Typische Siebproben verschiedener Zuschlagstoffe.

Siebnummer	100	Prozente größer wie jedes Sieb: 50	30	16	8	4	3/8	3/4	1 1/2	Feinheitsgrad	Zugehörige Größeneinordnung
1. feiner Sand	100	90	70	55	35	20	0	0	0	3,70	0 — 3/8 Zoll
2. feiner Sand	100	85	65	40	20	0	0	0	0	3,10	0 — 4 „
3. feiner Sand	95	75	60	30	0	0	0	0	0	2,60	0 — 8 „
4. grober Sand	85	80	75	35	25	0	0	0	0	3,00	0 — 4 „
5. Kleinschlag	100	100	100	100	100	100	100	40	0	7,40	3/8 — 1 1/2 „
6. Kies	100	100	100	100	100	100	70	30	0	7,00	4 — 1 1/2 „
7. Kies	100	100	100	100	100	100	45	15	0	6,60	4 — 1 „

Zu Abb. 8.

Zu 8. Die Versuche haben ergeben, daß Beton gleicher Festigkeit und gleicher Konsistenz (d. h. $\frac{\text{Wasser}}{\text{Zement}} = \text{konst}$), wie er in Abb. 4 bereits für unser Beispiel festgelegt worden ist, stets denselben Feinheitsgrad unter sonst gleichen Bedingungen erfordert, solange nur die gröbsten Zuschlagstoffe ein gewisses Grenzmaß nicht überschreiten. Aus den in Abb. 5 dargestellten Kurven kann der erforderliche Feinheitsgrad und das theoretische Mischungsverhältnis von Zement zu den Zuschlagstoffen bei Berücksichtigung der höchsten Korngröße für die gesuchten Bedingungen abgelesen werden. (Zu dem hier gewählten Beispiel ergibt sich bei einer höchsten Korngröße von 7,6 cm, bei der vorher festgelegten Einsinktiefe der Setzkegel von 15,3 cm und der gewünschten Betondruckfestigkeit von 200 kg/cm² ein erforderlicher Feinheitsgrad von 6,7 und ein theoretisches Mischungsverhältnis von 1 : 3,5. Die weitere Durchführung des Rechnungsbeispieles erübrigt sich.)

Zu 9. Das Verhältnis r der feinen zu den groben Zusatzstoffen, um den nach Abb. 5 erforderlichen Feinheitsgrad m zu erzielen, ergibt sich nach der Formel: $r = \frac{m_g - m}{m_g - m_f}$, worin m_g den Feinheitsgrad der groben und m_f den der feinen Zusatzstoffe bedeutet. Die in Abb. 9 dargestellte Kurve veranschaulicht nochmals in deutlicher Weise, daß nur für einen ganz bestimmten Feinheitsgrad, d. h. der günstigsten Verteilung der feinen und groben Zuschlagstoffe, die größte Betonfestigkeit zu erzielen ist, und bestimmt mithin mit ihrem Höchstwerte auch die wirtschaftlichste Verteilung der Zusatzstoffe innerhalb der aus Konsistenzgründen erforderlichen Mischung.

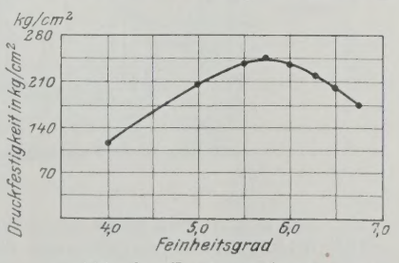


Abb. 9. Zusammenhang zwischen Feinheitsgrad und Druckfestigkeit.

Zu 10. Infolge des Stampfens des Betons entsteht abermals eine Volumenveränderung um 5 bis 10% (vergl. auch Vorgang 6). Durch Vorschreiben eines 52 maligen Stampfens mit einem bestimmten Stößel in einem genormten Zylinder (Abb. 10) wird die Volumenveränderung, die etwa dem normalen Stampfen auf der Baustelle entspricht, für die einzelnen Zuschlagstoffe getrennt und in gemischtem Zustande gemessen.

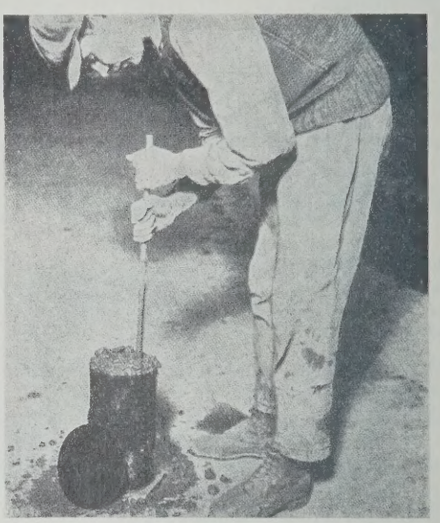


Abb. 10. Genormtes Stampfen der Zuschlagstoffe bezw. des Betondruckzylinders.

Zu 11. Eine weitere Volumenveränderung tritt schließlich durch das Mischen der groben mit den feinen Zuschlagstoffen noch ein, da bekanntlich die Summe beider Volumina nicht das wirkliche Volumen nach der Mischung ergibt. Durch einen einfachen Versuch auf der Baustelle muß dieser Reduktionsfaktor ebenfalls bestimmt werden.

Zu 12. Das theoretische Mischungsverhältnis ergibt sich dann durch Reduktion mit dem nach 10. gewonnenen Schwindmaßfaktor infolge Stampfens,

Zu 13. das Baustellenmischungsverhältnis durch Reduktion mit dem nach 11. gewonnenen Schwindmaßfaktor infolge Mischens.

Zu 14. Die nach Berücksichtigung aller dieser Abzüge erforderliche Zementmenge für 1 m³ fertigen Betons kann dann aus Abb. 6 abgelesen werden.

Zu 15. Ebenso muß die endgültige Wasserzusatzmenge für eine Mischtrommel bestimmt werden, wobei der unter Vorgang 6 bestimmte Feuchtigkeitsgehalt (Wassergehalt) der Zuschlagstoffe in Abzug, ein bestimmter Prozentsatz für die Absorption (Wasseraufsaugfähigkeit) der Zuschlagstoffe dagegen als Zuschlag zu berücksichtigen ist. Ebenso ist bei Verwendung des vorher erwähnten Überflutungsverfahrens das zum Überfluten verwandte Wasser abzuziehen

Selbstverständlich muß eine dauernde Überwachung des auf diese Weise hergestellten Betons durch Zerdrücken von Probekörpern nach sieben Tagen und Umrechnung in die Druckfestigkeit nach 28 Tagen nach der Formel $S_{28} = S_7 + 30\sqrt{S_7}$, die sich als sehr brauchbar erwiesen hat, und die normale Druckprobe nach 28 Tagen stattfinden.

Ob sich diese für die Baustelle sicherlich noch verwickelt erscheinenden Berechnungen und Versuche weiter durchsetzen werden, kann erst die Zukunft lehren. Durch nomographische Tafeln, z. B. Aneinanderfügen und Rektifizieren, d. h. Verwandeln sämtlicher Kurven in gerade Linien auf einem einzigen Kurvenblatt, und durch vorgedruckte Formulare wäre es jedenfalls ein leichtes, die hier absichtlich auseinandergezogenen Vorgänge wesentlich zu vereinfachen.

Auch sind auf kleineren Baustellen bei Durchführung nur eines Teiles der oben angegebenen Untersuchungen (z. B. nur Wasserzusatzbestimmung) bereits Erfolge erzielt worden. Bei irgendwelchen Bauarbeiten, wo eine Wasseraufnahme noch nach erfolgtem Schütten eintreten kann, also bei Fundamenten im Grundwasser ohne wasserdichte Einschalung, ist natürlich eine Berechnung des Mischwasserzusatzes zwecklos.

Die jeweilige Ersparnis an Zement wird die endgültige Entscheidung über die Anwendung dieses Verfahrens bringen.

Regierungsbaumeister a. D.
Dr.-Ing. Rud. Bernhard, zurzeit New York.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 24. Januar ausgegebene Heft 2 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. H. Rühle: Das Wochenendhaus.

Verstärkung alter gemauerter Bogenbrücken. Wie bei uns in Deutschland, so sind auch in England die meisten der aus früheren Jahrzehnten auf uns gekommenen gemauerten Straßenbrücken für geringere Lasten berechnet, als sie bei dem rasch zunehmenden Verkehr schwerer und schnell fahrender Kraftwagen heute in Frage kommen. Die zuständigen Behörden führen dort denn auch seit einiger Zeit ein großzügiges Bauprogramm durch, nach dem bereits eine große Anzahl alter Straßenbrücken ersetzt oder verstärkt worden ist.[1])

Bei diesen Arbeiten hat der Eisenbeton in wirtschaftlicher und technischer Hinsicht gleich befriedigt, es sei daher im folgenden nach Concr. and Construct. Eng. ein Bericht von Mitchell und Gettoe an den Verein städtischer und Grafschaftsingenieure in London kurz wiedergegeben.

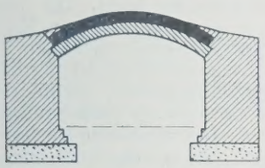


Abb. 1.

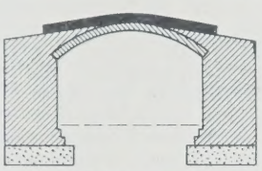


Abb. 2.

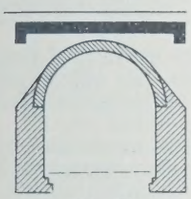


Abb. 3.

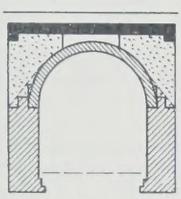


Abb. 4.

Abb. 5.

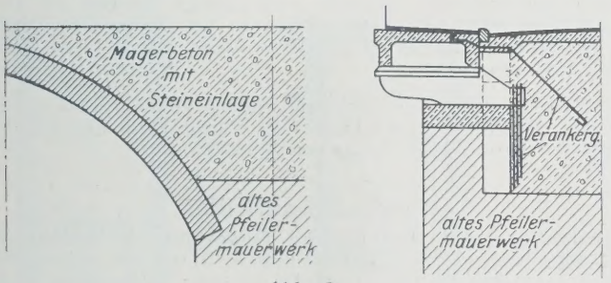


Abb. 6.

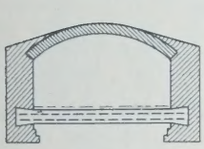


Abb. 7.

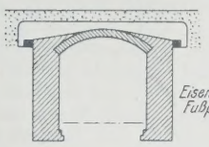


Abb. 8.

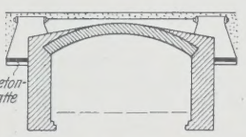


Abb. 9.

Der am häufigsten angewendete Arbeitsvorgang besteht in der Herstellung eines Verstärkungs- oder Entlastungsbogens in Eisenbeton über dem alten Gewölbe. Dabei muß der erstere naturgemäß an den alten Widerlagern eine standfeste Unterstützung finden, wenn er seine Aufgabe wirklich erfüllen soll (Abb. 1). Kann oder will man die vorhandenen Widerlager nicht auf verstärkten Gewölbeschub beanspruchen, dann kommt die Ausführung nach Abb. 2 in Frage, die das alte Mauerwerk nur auf senkrechten Druck beansprucht, freilich auch weniger wirksam ist. Die Entlastungsplatte (Abb. 3) hat den großen Nachteil, daß sie die gesamte Auflast in der Mitte, also über dem Scheitel des alten — gefährdeten — Gewölbes vereinigt und die dort auftretenden Beanspruchungen bedenklich erhöht, wenn die Zwischenschicht nicht von ähnlich starrer Beschaffenheit ist wie die Platte selbst. Sie wird daher zweckmäßig nach Abb. 4 ergänzt durch das Einbringen von Füllbeton auf den beiden äußeren Dritteln, während das mittlere Drittel zunächst frei bleibt und später mit losem Boden ausgefüllt wird.

Ist die Spannweite des alten Gewölbes größer, als in den vorstehend behandelten Fällen vorausgesetzt, sind die Widerlager aber ebenso unzuverlässig wie dort, dann wird man zunächst an deren Sicherung gehen müssen. Die dafür in Frage kommenden Verankerungen sind aber nicht immer einfach und stören meist auch den äußeren Eindruck.

Eine weitere, für kleinere Spannweiten und nicht zu stark gewölbte Bogen in Frage kommende Bauart ist in Abb. 5 dargestellt: Bei ihr liegt die Verstärkung innen, es sind nicht nur der Bogen, sondern auch die Seitenflächen mit Eisenbeton verkleidet. Zu der Ausführung wird von den genannten Berichterstattern bemerkt, daß der feste Anschluß des Eisenbeton-Verstärkungsbogens an das alte Gewölbe nicht unbedingt sicher herzustellen und ohne diese natürlich der alte Bogen nur unvollkommen entlastet sei. Nach unserer Ansicht öffnet sich hier ein erfolgreiches Arbeitsfeld für das Spritzbetonverfahren, bei dem die genannten Bedenken gegenstandslos werden dürften.

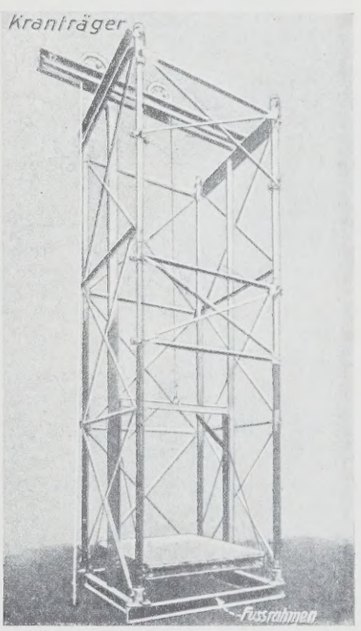
Bei Bogenbrücken über mehrere Öffnungen, zumal bei solchen hohen Alters, können die Bogen auch durch einfaches Aufbetonieren bis in Pflasterhöhe nach Abb. 6 verstärkt werden, wobei das dabei entstehende Betonmassiv mit Vorteil zur Verankerung eines neu angelegten, auskragenden Gehweges benutzt werden kann.

Was die Wiederherstellung und Verstärkung alter und schadhafter Widerlager anbelangt, so empfiehlt sich in erster Linie gründliche Reinigung und Freilegung ihrer Außenseite sowie die Füllung alter Risse und Lücken mit Beton unter Druck, wenn die örtlichen Verhältnisse das irgendwie gestatten. Rühren die Risse in den Bogenwiderlagern von zu starkem Gewölbeschube her, so kommt eine Zugverankerung nach Abb. 7 in Frage; etwa aus alten, in Beton eingebetteten Eisenbahnschienen.

Verbietet sich nach Lage, Zweckbestimmung und Form des alten Bauwerkes eine Verstärkung der Widerlagmauern, so kann man — wenn der Bogen nicht zu flach und genügend Raum zwischen ihm und Pflaster-U. K. ist — zu einer Aufnahme des Bogenschubes durch eine Zugverankerung nach Abb. 8 schreiten, die ihn mit Hilfe zweier Querträger über den Widerlagern auffängt und diese wirksam entlastet.

Bei schmäleren Brücken wird die Anordnung zweier solcher Entlastungsanker unter den Gehwegen genügen, bei breiteren kommen ein oder zwei auch unter der Fahrbahn in Frage. Man kann diese Anker auch nach Abb. 9 ausbilden und sie zur besseren Versteifung des Ganzen in zwei Beton- oder Mauerwerkklötze einspannen, deren Gewicht dem unter dem Einflusse der Verankerung entstehenden Momente entgegenwirkt. Der Boden um die Betonklötze ist sorgfältig zu stampfen und den Ankern eine gewisse Anfangsspannung zu geben. Ki.

Eisenbauten aus Stahlrohren waren bereits in der „Bautechnik" 1925, Heft 4, S. 43, Gegenstand eines Berichts über holländische und englische Hallenbauten. Die nebenstehende Abbildung gibt einen von der Dravo Baumaschinen Co. in Pittsburgh ausgeführten Aufzugturm für Bauzwecke wieder, der mit Ausnahme des aus I-Trägern bestehenden Fußrahmens aus Rohren kreisförmigen Querschnitts hergestellt und aus einzelnen Gefachen zusammensetzbar ist. Er kann so für ein Drittel bis zur Hälfte des sonst üblichen Preises und bei Höhen von 30 bis 47 m innerhalb eines Achtstundentages aufgestellt werden.



Förderturm aus Stahlrohren.

Nach Eng. News-Rec. vom 4. November 1926 wird dieser Förderturm in verschiedenen Typen für Fördergewichte von 1360 bis 2270 kg und einfachen und doppelten Aufzug sowie in Höhen bis zu 90 und 120 m geliefert. Die Durchmesser der Rohre betragen bei den schweren Bauarten 3" für die senkrechten, 2" für die wagerechten Rahmenstäbe und 1" für die Streben (1" = 25,4 mm). Bei den vorerwähnten Größthöhen werden die Durchmesser entsprechend vergrößert, bei den leichteren Bauarten betragen sie 2 bezw. 1 bis $1^1/_2$" für die Rahmenstäbe und $^3/_4$" für die Streben. Die Anordnung von Arbeitsbühnen in beliebiger Höhe ist ohne weiteres möglich, oben befindet sich ein aus 5"-⊏-Eisen zusammengesetzter Kranträger, der sowohl quer wie diagonal gelagert werden kann. Ki.

Über skandinavische Eisenbahnen. Wenn man versucht, das Eisenbahnwesen Skandinaviens in Vergleich zu setzen mit dem unsrigen, so darf man nicht die natürlichen geographischen, wirtschaftlichen und sozialen Gegebenheiten außer acht lassen, die nun einmal die Verkehrseinrichtungen dieser Länder bestimmend beeinflussen. Mit diesem Vorbehalt glaube ich doch in vierwöchentlicher Studienreise, die wir — 5 Professoren, 4 Asistenten und 21 Studierende der Aachener Technischen Hochschule — im Juli und August 1926 unternahmen, mancherlei beobachtet zu haben, was auch für andere Länder vorbildlich sein könnte, wie auch anderes, was der Verbesserung bedarf.

Als angenehm, besonders in Schlaf- und Speisewagen, empfindet man vor allem die größere Wagenbreite, 3,40 m gegen 3,15 m unseres Fahrzeugprofils. Die Abteile I. und II. Klasse der Schnellzugwagen bieten infolge der teilweisen Auflösung der Sitzreihen in Einzelsitze mehr das

[1]) Vergl. u. a. „Zeitschriftenschau für das gesamte Bauingenieurwesen": Verstärkung u. Wiederherstellung von Brücken VIIv 10, 19, 22, 29, 42, 56, 66 sowie „Die Bautechnik" 1925, Heft 21 u. 22 und 1926, Heft 33.

Bild eines Salons. Im übrigen sieht man fast nur Durchgang-, wenig Abteilwagen, dies wohl schon der größeren Schwierigkeit des Heizens der letzteren wegen.

Zweigleisig sind, soweit ich mich erinnere, nur die Strecken Malmö—Stockholm und Götaborg—Stockholm, alles andere, auch die Fortsetzung der großen Südnordbahn nach Boden—Lulea—Tornea und ihr Endstück, die Riksgränsenbahn, ist eingleisig. Der Fahrplan zeigt auf jeder der erstgenannten Strecken in jeder Richtung je 12 Personen- und Schnellzüge, von denen aber nur 5 bezw. 3 durchgehen. Nach Norden gehen dagegen nur je 4 Züge. Die Geschwindigkeit ist durchschnittlich 40 km/Std. für P-Züge und 60 km/Std. für D-Züge. Die geringe Zugdichte stellt natürlich auch nur geringere Anforderungen an den Oberbau, der denkbar einfach ist. Auf einer Holzschwelle (wohl etwas stärker als unsere) ruht die ebenfalls ziemlich schwere Schiene (45 kg/m), die Befestigung geschieht allerorts mit einfachem Schienennagel, nur in der Nähe der Städte sind mir einfache offene Unterlagsplatten aufgefallen. Als Bettung scheint man in ganz Schweden nur Sand zu verwenden, trotz des Reichtums an guten Steinen. Den Grund erfuhren wir erst nach langem Fragen: Vorwiegend aus strategischen Gründen verläuft die große Südnordbahn unweit der Küste, mehrfach berührt sie sie. Ihr Untergrund ist alter Seeboden. (Skandinavien ist bekanntlich in dauerndem Höhersteigen begriffen; in 100 Jahren sind an der Westküste allein 1,60 m festgestellt.) Man hat nun, um den teueren Steintransport zu sparen, in Abständen von 20 bis 30 km Sandgruben angelegt, die das Bettungsmaterial liefern. Dies mag die Betriebskosten wesentlich herabdrücken, bei einigermaßen trockenem Wetter, das im Sommer sehr häufig ist, wirbelt jedoch der Sog des Zuges so viel Staub auf, daß im Nu Sitze, Koffer und Gesicht mit einer grauen Schicht bedeckt sind und es völlig unmöglich ist, die Fenster offen zu halten. Große Hitze und längere Trockenheit scheinen im Sommer bis hinauf nach Lappland sehr häufig zu sein, denn man sieht seitwärts der Bahn in bestimmten Abständen Wassertonnen mit darin steckenden Zweigen stehen, die dem Zweck dienen, den offenbar nicht seltenen Bränden begegnen zu können. Das Unterstopfen der Schwellen geschieht durch einfaches Hochwuchten der Schienen mit den Schwellen und Unterschieben von Sand mittels Schaufel.

Der Unterbau bietet insbesondere in den Gebirgsgegenden Nord- und Mittelschwedens und des mittleren Norwegens viel Beachtenswertes, beispielsweise auf der Riksgränsenbahn die künstlichen Tunnel aus Holz- oder Eisenrahmen, ohne die die Inbetriebhaltung während des Winters unmöglich wäre. Die Bahn befördert jährlich 7 Mill. t Eisenerze in 60-t-Talbotwagen; 90 % hiervon gehen nach Deutschland.

Die Form der Signale ist grundsätzlich die gleiche wie bei uns. Auf zweigleisigen Strecken mit Linksverkehr (Norwegen hat Rechtsverkehr) steht auch das Signal links, nur zeigt auch hier wie bei uns — unlogischerweise — der Signalarm vom Gleis hinweg, nicht nach dem Gleis hin. Die Riksgränsenbahn und auch die Oslo mit Drontheim verbindende Dovrebahn sind mit Tageslichtsignalen ausgerüstet.

Die Elektrisierung der Eisenbahnen ist in Skandinavien in letzter Zeit gut fortgeschritten. Die Strecken Götaborg—Stockholm und im Norden Boden—Narvik (in Norwegen) und ein Teil der südnorwegischen Strecken werden elektrisch betrieben, andere sind in der Umgestaltung begriffen. Den Strom, einphasigen Wechselstrom mit 16 000 V Fahrdrahtspannung, liefern die zahlreichen Wasserkraftwerke Mittel- und Nordschwedens, Älvkarleby mit 65 000 PS, Porjus am Luleälv mit 70 000 PS, später die im Bau befindlichen Werke Hammarfoss (66000 PS) und Norfoss (91 500 PS) und in Südnorwegen Raanasfoss, Mörkfors und Vammafors (72 000 bezw. 150 000 bezw. 180 000 PS). Das größte Werk Norwegens wird Nore in Telemarken werden, es soll nach Vollausbau 254 000 PS liefern. Die Frage der Weiterleitung des Stromes nach Deutschland durch die Ostsee wird augenblicklich geprüft. Die Ausbaukosten für 1 PS betragen in Skandinavien 200 bis 400 R.-M. gegen 600 bis 1200 R.-M. in Deutschland.

Für den Reisenden wird in Skandinavien allgemein sehr gut gesorgt. Die Eisenbahnverwaltung unterhält auf allen größeren und mittleren Stationen ihr eigenes Hotel, das sogenannte „Järnvägs-Hotel", in dem man außer den Mahlzeiten ein einfaches, aber gut und bequem eingerichtetes Zimmer erhält. Bei den weit auseinander und zerstreut liegenden Siedlungen Mittel- und Nordschwedens bietet es oft die einzige Unterkunftmöglichkeit für den Geschäfts-, Dienst- oder Vergnügungsreisenden. Falls eine Anregung erlaubt ist: Man könnte sich denken, daß auch die Deutsche Reichsbahn in den landschaftlich schönsten, viel besuchten Gegenden solche Hotels unterhielte, die von vielen Angestellten, Beamten und kleineren Geschäftsleuten zu kürzerem Aufenthalt vielleicht gern aufgesucht würden. Das vielen lästige Suchen nach Unterkunft vor der Reise oder am Tage der Ankunft fiele weg. Die leichte Möglichkeit der Vorherbestellung, vor allem aber die Erfahrung, daß landschaftliche Reize und Hotelpreise häufig proportionale Größen sind, würde dem Unternehmen vielleicht gar bald viele Freunde werben.

Im übrigen haben die Teilnehmer der Studienreise das Verständnis mit nach Hause gebracht dafür, daß Vorzüge und Annehmlichkeiten sowohl allgemeiner wie persönlicher Art und in solchem Ausmaße, wie sie das liebenswürdige Entgegenkommen der schwedischen und norwegischen Eisenbahnverwaltung unserer Gesellschaft gewährt hatte, wohl in einem Lande von nahezu der Größe Deutschlands, aber nur 7 Millionen Einwohnern geboten werden können, nicht aber in einem dichtbevölkerten Industrielande, dessen Bahnen noch dazu schwere Lasten zu tragen haben, erwartet werden dürfen. Reg.-Baumeister R. Ramge, Aachen.

Eine neue Memelbrücke. Der Memelstrom wird bei Heydekrug von einer fast 293 m langen Flutbrücke überspannt, die im Jahre 1867 gebaut und 1907 durch einen Überbau erweitert worden ist. Infolge des starken Eisganges im Winter 1923/24 vermochten die Durchflußöffnungen die Wassermassen nicht zu bewältigen, an den Pfeilern entstanden Auskolkungen, die Fundamente wurden unterspült, und der größte Teil der Brücke stürzte ein. Der unlängst fertiggestellte Neubau, eine Eisenbeton-Bogenbrücke, hat die gleiche Länge mit 13 Öffnungen. Der Bau wurde von der Siemens-Bauunion in drei Gruppen ausgeführt, von denen die beiden seitlichen je vier Bogen von je 15,75 m l. Weite haben, während die mittlere Gruppe von fünf Bogen mit je 25 m l. Weite gebildet wird.

Zwischen den einzelnen Gruppen sind besonders starke Gruppenpfeiler angeordnet, damit beim Einsturz einer Gruppe die Nachbargruppen nicht gefährdet werden. Die Pfeiler und Endwiderlager sind auf Holzpfählen gegründet, die Fundamente durch Spundwände eingeschlossen. Zum Schutze gegen Eisgang sind die in der Stromrichtung liegenden Pfeilerspitzen mit einer Werksteinverkleidung versehen. Für den Fuhrwerkverkehr dient eine 5 m breite Fahrbahn, für Fußgänger sind zwei je 1 m breite Stege angeordnet.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Die größte Materialprüfungsmaschine der Welt. Die unter dieser Überschrift aus dem „Eng." übernommene Mitteilung von N. B. in der „Bautechnik" 1926, Heft 55, S. 843, entspricht insofern nicht den Tatsachen, als eine Universalmaschine von noch größerer Kraftwirkung bereits seit dem Jahre 1912 im Staatlichen Materialprüfungsamte Berlin-Dahlem in Benutzung ist. Diese Maschine wurde zur Prüfung größerer Brückenteile für den Deutschen Eisenbauverband, dessen Eigentum sie ist, von der Firma Haniel & Lueg, Düsseldorf, erbaut. Die größte Kraft, die ausgeübt werden kann, beträgt bei Druckversuchen 3000 t, bei Zugversuchen 1500 t. Für Biegeversuche ist diese Maschine bisher nicht benutzt worden, ohne daß jedoch der Ausführung derartiger Versuche Schwierigkeiten entgegenstehen würden.

Die Maschine ist zur Prüfung von Zugstäben bis zu 13 m Länge und von Druckstäben bis zu 15,1 m Länge geeignet. Der Antrieb geschieht durch Druckwasser. Dipl.-Ing. G. Bierett.

Der Deutsche Eisenbau-Verband (D. E.V.) teilt uns hierzu ergänzend mit, daß über die Abmessungen und besonderen Einrichtungen ein Aufsatz in der Zeitschr. d. V. d. Ing. 1912, S. 479, näheren Aufschluß gibt. Die Maschine hat sich bei einer größeren Zahl von Zug- und Druckversuchen mit den verschiedensten Bauteilen von eisernen Brücken gut bewährt. Der größte bisher geprüfte, einer Endstrebe der großen Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Ruhrort in natürlicher Größe nachgebildete Stab hatte 106 640 mm² Querschnitt.[1]) Die Schriftleitung.

[1]) Siehe Rudeloff, Versuche zur Prüfung und Abnahme der 3000-t-Maschine. Berichte des Ausschusses für Versuche im Eisenbau, Heft 2, Ausgabe A. Berlin 1920. Verlag von Julius Springer.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: Reichsbahnoberrat Reichert, Vorstand des E. B. A. 1 Frankfurt (M.), als Mitglied zur R. B. D. Mainz, die Reichsbahnräte Nippe, Vorstand des E. B. A. 1 Schneidemühl, als Vorstand zum E. B. A. 1 Frankfurt (M.), Schlenke, Vorstand des E. B. A. 8 Berlin, als Vorstand zum E. B. A. Düsseldorf, Grevel, Vorstand des E. B. A. 1 Münster (Westf.), als Vorstand zum E. B. A. 8 Berlin, Kallenbach, bisher beim E. B. A. Minden (Westf.), als Vorstand zur Eisenbahn-Bauabteilung Hannover, Brühne, Vorstand der Eisenbahn-Bauabteilung Hannover, als Vorstand zum E. B. A. 1 Münster (Westf.), Franz Wagner, bisher beim Neubauamt Dresden-Altstadt, zur R. B. D. Altona, Beger, Vorstand der Eisenbahn-Bauabteilung Horrem, als Vorstand zum E. B. A. 1 Schneidemühl, Hold, bisher beim E. B. A. Mainz, zur R. B. D. Frankfurt (M.), Dr.-Ing. Jacobi, bisher beim E. B. A. 2 Coblenz, zum E. Z. A. in Berlin, Niehage, bisher bei der R. B. D. Augsburg, als Vorstand zur Betriebs- und Bauinspektion Memmingen, Stepper, bisher bei der R. B. D. Nürnberg, als Vorstand zur Betriebs- und Bauinspektion Amberg, Hans Wolf, bisher beim Neubauamt Dresden-Altstadt, zur Betriebsdirektion Chemnitz, Dilger, bisher beim E. Z. A. in Berlin, zur psychotechnischen Versuchsstelle der R. B. D. Berlin, Havliza, Werkdirektor des E. A. W. Braunschweig, als Mitglied zur R. B. D. Magdeburg, und Gantzer, Werkdirektor des E. A. W. Magdeburg-Buckau, als Werkdirektor zum E. A. W. Braunschweig.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Hensolt, Vorstand der Bauinspektion I Nürnberg.

Preußen. Versetzt: der Regierungsbaurat (W.) Steude von Rathenow nach Neuhaldensleben als Vorstand des Kanalbauamts daselbst.

Überwiesen: der Regierungsbaumeister (W.) Hilfer unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst dem Neubauamt in Meppen.

INHALT: Ergebnis des engeren Ausschreibens zur Erlangung von Entwürfen für den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim zum Ersatz der Schiffbrücke. — Das Förchenbachwerk. Eine Klein-Wasserkraftanlage in den Bayerischen Voralpen. — Die Kohlen-Förder- und -Lageranlagen der Farbwerke vorm. Meister, Lucius & Brüning in Höchst a. M. (Fortsetzung.) — Der Ausbau der österreichischen Bundesstraßen. — Vorausberechnung von Betondruckfestigkeiten und des dazu erforderlichen Mischungsverhältnisses in den Vereinigten Staaten von Amerika. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Verstärkung alter gemauerter Bogenbrücken. — Eisenbauten aus Stahlrohren. — Über skandinavische Eisenbahnen. — Neue Memelbrücke. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 4. Februar 1927. Heft 6

Ergebnis des engeren Ausschreibens zur Erlangung von Entwürfen für den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim zum Ersatz der Schiffbrücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. ehr. Dr. techn. h. c. **Schaper.**

(Fortsetzung aus Heft 5.)

1. Entwurf: „Aus einem Guß". Verfasser: Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen für die eisernen Überbauten, Franz Schlüter A.-G. in Dortmund für die Unterbauten und für die Überbrückung des Flutgebietes und Prof. Dr. Peter Behrens in Berlin als Mitarbeiter für den künstlerischen Teil.

Der Rhein wird, wie schon oben erwähnt, in einer einzigen Öffnung von einem kühnen, vollwandigen, schön geformten Bogen überspannt (Abb. 1 s. Heft 5, S. 57). Seine Stützweite mißt 333,2 m. Die Kämpferpunkte liegen 8 m unter der Fahrbahn. Die Unterkante der Stegbleche des Bogens erheben sich in Brückenmitte 44 m über die Kämpferpunkte. Der Abstand der Mitten der Hauptträger beträgt 26,2 m. Das linksrheinische Flutgebiet und die Mülheimer Werft werden von Eisenbetongewölben überspannt, und zwar das linksrheinische Flutgebiet von sieben Bogen, deren Spannweite und Pfeilhöhe vom Lande zum Rhein stetig zunehmen, und die Mülheimer Werft von zwei Bogen, von denen der wasserseitige etwas weiter als der landseitige gestützt ist. Die lichten Weiten der linksrheinischen Gewölbe wachsen von 16,32 m auf 40,80 m. Auf dem linken Ufer werden die Hafenbahn und der Deichweg und auf der Mülheimer Seite die Mülheimer Freiheit von einbetonierten Blechträgern überbrückt. Hier konnten mit Rücksicht auf die verfügbare Bauhöhe und die notwendige Durchfahrthöhe keine Bogen verwendet werden. Die untere geradlinige Begrenzung der

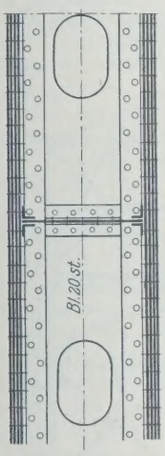


Abb. 3.
Längsversteifungsblech.

Überbauten läßt diese kleinen Überbrückungen als Sonderbauwerke erscheinen.

Zur Durchführung eines Ufergleises muß auf der rechtsrheinischen Uferstraße unmittelbar am Rhein ein Raum von 7,5 m Breite und 5,5 m Höhe freibleiben. Deshalb mußte der rechtsrheinische Kämpferpunkt des Stromüberbaues 18 m östlich der Werftkante angeordnet werden. Der lichte Abstand dieser Werftkante von dem linksrheinischen Bogenwiderlager mißt rd. 315 m.

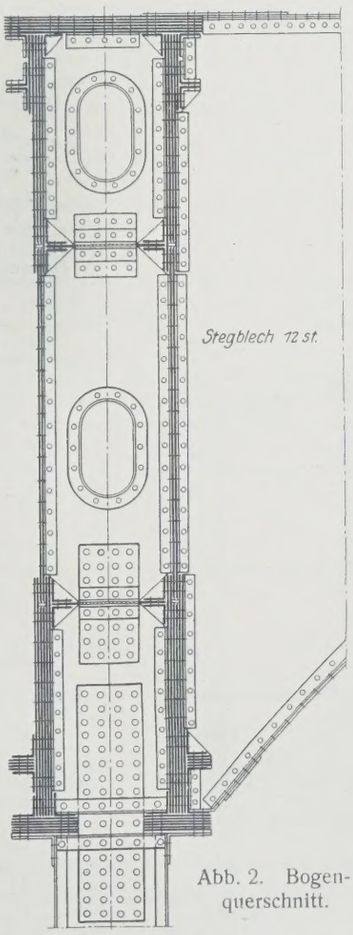


Abb. 2. Bogenquerschnitt.

Die geometrische Mittellinie des Bogens des Stromüberbaues liegt auf einer Parabel. Die Stegblechhöhe des Bogens ist zwischen den beiderseitigen Windportalen, die 35 m von den Kämpferpunkten entfernt sind, die gleiche und beträgt 6,5 m. Von den Portalen verjüngt sich die Höhe des Bogens nach den Kämpferpunkten. Der Querschnitt des Bogens ist zweiwandig (Abb. 2). Jede Wand ist in der Höhenrichtung zweimal geteilt. Die Stöße werden dadurch gedeckt, daß die äußeren Bleche des oberen und unteren Teiles über die Bleche des mittleren Teiles fassen. Im oberen Teil jeder Wand sind vier Bleche, im mittleren Teil zwei Bleche und im unteren Teil sechs Bleche angeordnet. Im Abstand von 12 m ist der ganze Bogenquerschnitt in Richtung des Halbmessers gestoßen. Die Hauptmasse des Baustoffes ist im oberen und unteren Teil des Querschnittes angehäuft, damit die Kernpunkte möglichst weit nach außen rücken. Im Kopf sind durchgehende Kopfplatten angeordnet; in den Linien der beiden längslaufenden Stegblechstöße sind durchgehende Bleche vorgesehen, die mit Mannlöchern versehen und beiderseits mit Winkeleisen an die Wände angeschlossen sind (Abb. 3). In Abständen von 2,7 m sind die Wände durch Querschotten gegeneinander ausgesteift, in denen ebenfalls Mannlöcher angeordnet sind. Durch die Mannlöcher ist das Innere des Bogenquerschnittes überall zugänglich gemacht. Durch Anordnung von Steckkontakten soll dafür gesorgt werden, daß das Innere durch elektrisches Licht gut erhellt werden kann.

Der Anschluß der Hängestangen, die in einem Abstande von 11,9 m voneinander liegen, an dem Bogen ist aus der Abb. 2 deutlich zu ersehen.

Die größte Gesamteisendicke des Bogens beträgt 160 mm und an den Stößen 206 mm. Mit Rücksicht auf die großen Eisendicken sollen Niete von 32 mm Durchm. verwendet werden.

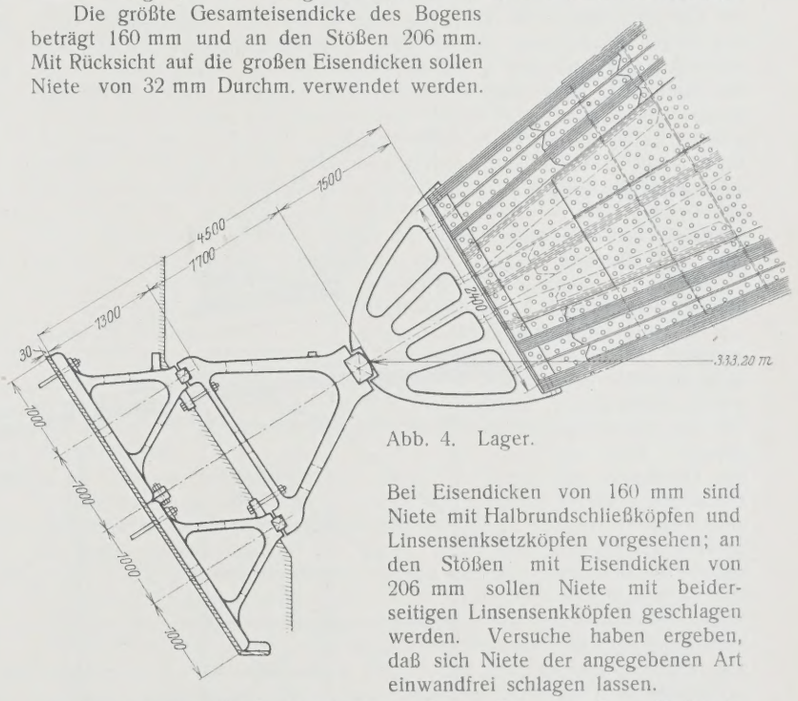


Abb. 4. Lager.

Bei Eisendicken von 160 mm sind Niete mit Halbrundschließköpfen und Linsensenksetzköpfen vorgesehen; an den Stößen mit Eisendicken von 206 mm sollen Niete mit beiderseitigen Linsensenkköpfen geschlagen werden. Versuche haben ergeben, daß sich Niete der angegebenen Art einwandfrei schlagen lassen.

Es sind vier Windverbände angeordnet. Der eine dieser Verbände liegt in der Fläche der Oberkanten der Bogen, besteht aus Riegeln und gekreuzten Streben und reicht von Portal zu Portal, durch die die Auflagerkräfte zu dem unteren, in der Fahrbahnebene liegenden Windverband geleitet werden. Der untere Teil der Querschnitte der Bogen ist durch vollwandige, unten bogenförmig begrenzte und in den Ebenen der sich gegenüberliegenden Hängestangen angeordnete Rahmen (Abb. 2 u. 6, Querschnitt) an den oberen Windverband angeschlossen. Der Fahrbahnwindverband reicht von Portal zu Portal. Auf der einen Seite ist er mit einem festen, auf der anderen Seite mit einem längsverschieblichen Gelenk an den dritten und vierten Windverband angeschlossen, die bis zu den Bogenlagern reichen und als eingespannte Kragträger wirken.

Die Grundfläche der Lagerkörper (Abb. 4) ist 7,4 × 4,0 m groß. Da sich Auflagerkörper von derartigen Abmessungen nicht mehr in einem Stück gießen lassen, wurde der untere Lagerbock in drei Körper zerlegt, nämlich in einen oberen und zwei untere, die den ersteren mit zwei

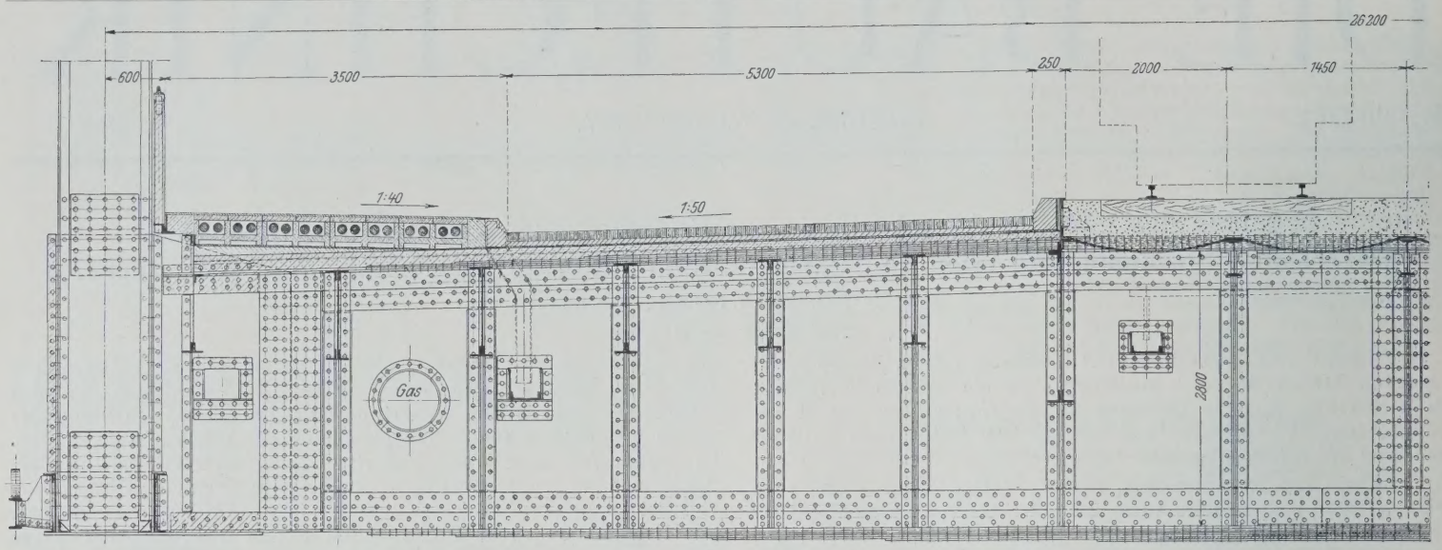


Abb. 5. Fahrbahnquerschnitt.

Linienkipplagern stützen. Der obere von diesen drei Lagerkörpern stützt den am Bogen anliegenden Lagerbock ebenfalls mit einem Linienkipplager.

Der Bogenträger biegt sich unter der Verkehrslast nur **120 mm** durch. Eine Folge dieser außerordentlich geringen Durchbiegung ist die äußerst geringe Querneigung der Fahrbahn bei einseitiger Belastung der Brücke, eine Eigenschaft der Bogenbrücke, die in dieser Hinsicht ihre Überlegenheit gegenüber der Hängebrücke sicherstellt. Die geringe Durchbiegung gestattet es, entweder die Konstruktionsunterkante 594 mm höher zu legen, als es die Ausschreibungsbedingungen fordern, oder die Längsneigung der Fahrbahn von 1 : 40 auf 1 : 50 zu ermäßigen.

Die Einzelheiten der Fahrbahn sind in der Abb. 5 dargestellt. Die Gleise der Straßenbahn (später Gleise der Stadtschnellbahn) ruhen auf hölzernen Querschwellen in einem Schotterbett auf Buckelplatten. Die Fahrdammdecke besteht aus 100 mm hohem Holzpflaster auf einer 40 mm dicken Zementschicht. Unter dieser liegt eine 10 mm dicke Asphaltschicht, die ohne Unterbrechung auch unter den Fußsteigen durchgeführt und hinter den Bordsteinen in die Höhe gezogen ist. Die Isolierschicht liegt auf einer Betondecke, die von Zoreseisen getragen wird und die Oberkante der Zoreseisen überall um 60 mm überragt. Unter den Fußwegen liegen Betonkasten zur Aufnahme der Kabel. Diese Betonkasten sind mit leichten Eisenbetonplatten abgedeckt. Über diesen liegt die 20 mm dicke Asphaltdecke der Fußsteige.

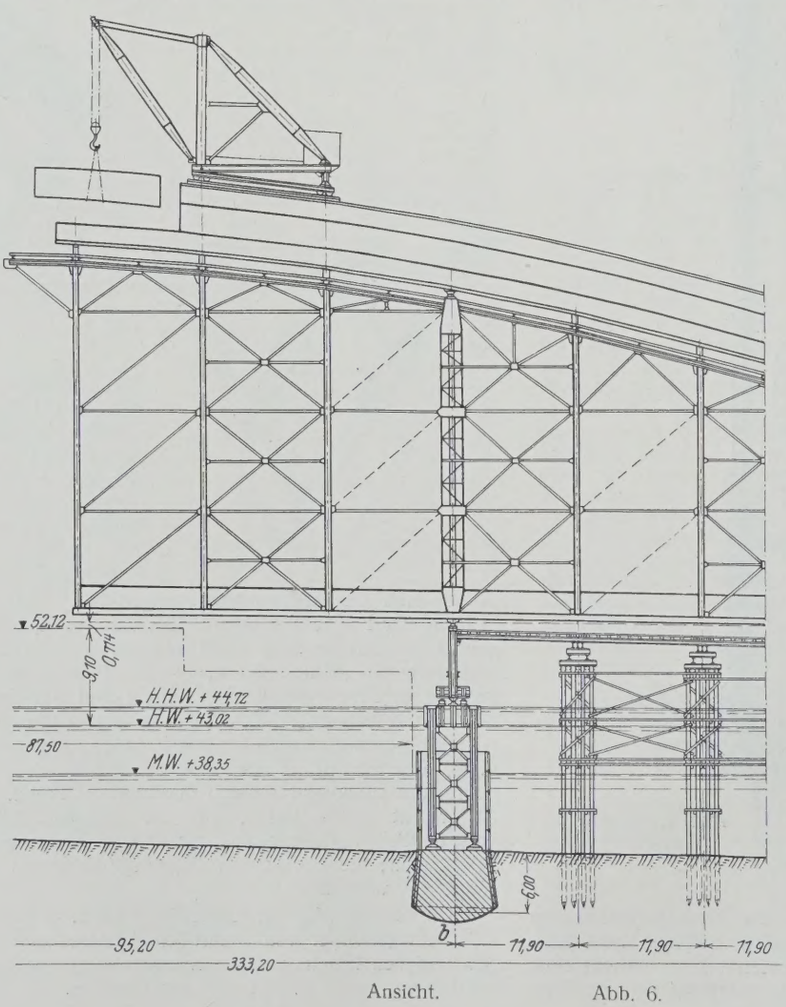
Die Buckelplatten für das Schotterbett der Straßenbahngleise werden von Zwischenlängs- und -querträgern getragen, die sich auf die Hauptlängs- und -querträger stützen. Die Fahrdamm- und Fußwegtafel ruht auf den Hauptlängsträgern, die von den in 11,9 m Abstand liegenden Hauptquerträgern gestützt werden. Die letzteren haben eine Stützweite von 26,2 m; ihr Obergurt folgt der Neigung der Fahrbahn.

Durch die Querträger werden das Gas- und Wasserrohr und die Entwässerungsrinnen durchgeführt.

Als Baustoff für den ganzen eisernen Überbau ist im Hauptentwurf St 48 vorgesehen. Die Berechnungsgrundlagen, namentlich auch hinsichtlich der zulässigen Beanspruchungen entsprechen den Ausschreibungsbedingungen.

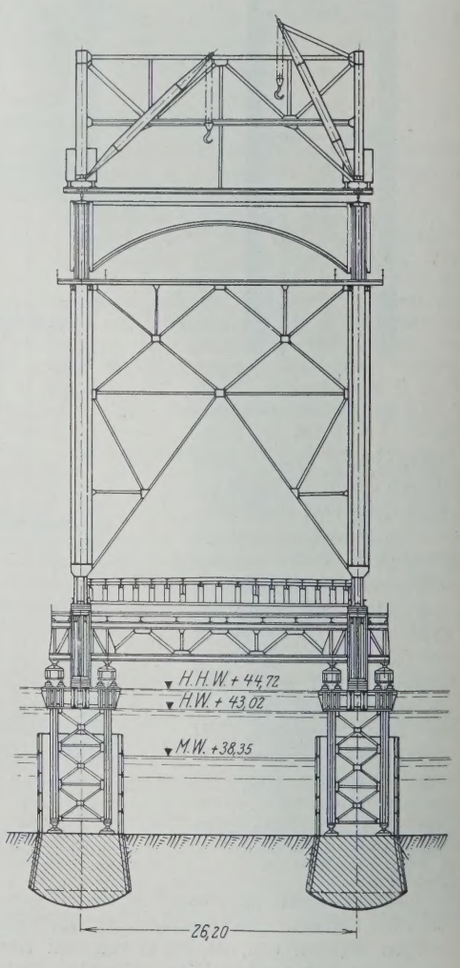
Die Überbauten der linksrheinischen Flutbrücke und der Überbrückung der Mülheimer Werft bestehen aus je zehn eingespannten Eisenbetonbogenrippen, auf die die von Längs- und Querträgern getragene Fahrbahnplatte mit Eisenbetonsäulen abgestützt ist.

Alle Widerlager und Pfeiler der Brücke sind mit Ausnahme der Widerlager und Pfeiler der Überbrückung der linksrheinischen Hafenbahn und des Deichweges rechtwinklig zur Brückenachse angeordnet.



Ansicht.

Abb. 6.



Querschnitt.

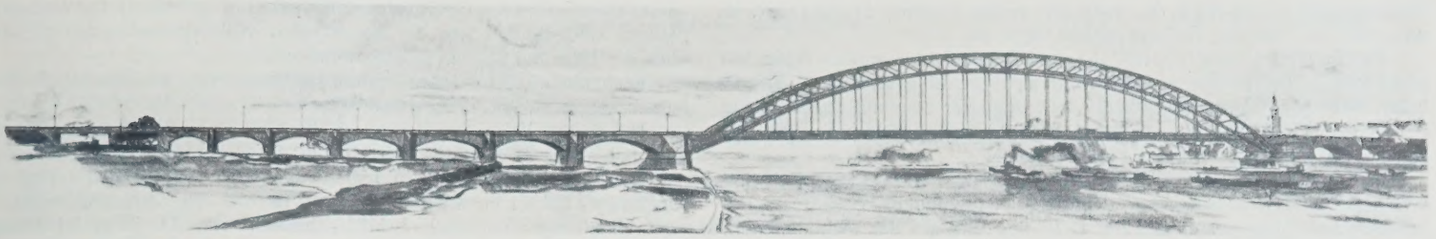


Abb. 7. Entwurf: „Ein Sprung".

Die Pfeiler und Widerlager der links- und rechtsrheinischen Überbrückungen sollen in offener Baugrube, soweit erforderlich, unter Wasserhaltung gegründet werden.

Die Gründung der beiden Widerlager der Strombrücke erfordert ganz besondere Sorgfalt. Die Verfasser glauben mit Rücksicht darauf, daß wegen des wagerechten Schubes des Bogens die Sohle der Widerlager geneigt angeordnet werden muß, von einer Druckluftgründung abraten zu sollen. Nach Ansicht der Verfasser kommt nur die Gründung zwischen eisernen Spundwänden in Frage; dabei kann der Bodenaushub und das Einbringen des Betons im Trockenen bei Grundwassersenkung oder unter Wasser vorgenommen werden. Die Verfasser befürchten, daß durch eine Grundwasserabsenkung dem Boden feine Sandteile entzogen werden, und daß dadurch die Tragfähigkeit des Baugrundes vermindert wird, und daß außerdem bei großem Hochwasser die Spundwand überflutet werden kann. Die Verfasser schlagen deshalb, gestützt auf jüngst bei einer großen Bauausführung gesammelte sehr günstige Erfahrungen, vor, den Boden unter Wasser auszuheben, die untere Betonschicht unter Wasser mit verfahrbaren Teleskoprohren einzubringen, nach Erhärtung dieser Schicht das Wasser auszupumpen und dann den Rest des Betons im Trockenen herzustellen. Während der Arbeiten unter Wasser soll der Wasserstand in der Baugrube durch eine Heberleitung auf der jeweiligen Höhe des Rheinwasserstandes gehalten werden, um eine Beunruhigung des Wassers in der Baugrube zu verhindern. Wenn es auch bei großer Sorgfalt gelingen wird, die Bogenwiderlager auf diese Weise einwandfrei herzustellen, so hat das Preisgericht doch geglaubt, eine Nachprüfung der vorgeschlagenen Gründungsart anraten zu sollen. Diese Nachprüfung ist wohl in der Richtung gemeint, daß man noch einmal erwägen soll, ob man die erprobte und auf jeden Fall zuverlässige Druckluftgründung nicht auch für den vorliegenden Fall wählen soll.

Die Gründung der übrigen Widerlager und Pfeiler bereitet keine Schwierigkeiten.

Die Treppenanlagen auf der Mülheimer Seite sind im Anschluß an das westliche Widerlager der Überbrückung der Mülheimer Freiheit geplant, wie aus der Abb. 1 zu ersehen ist.

Der große Stromüberbau soll unter Beachtung der Vorschriften über den freizuhaltenden Durchfahrtquerschnitt in der Weise aufgestellt werden, daß zunächst die seitlichen Teile des Überbaues auf festen Gerüsten zusammengebaut werden und dann der mittlere Teil des Bogens durch freies Vorkragen von beiden Seiten eingebaut wird (Abb. 6). Die vordersten Punkte der auf den festen Gerüsten zusammengebauten Teile werden für den freien Vorbau mit kräftigen Stützen auf eisernen Pfeilern, die auf Betongrundmauern stehen und durch eiserne Mäntel vor Beschädigungen durch anfahrende Schiffe geschützt sind, abgestützt. Der Bogen wird an und für sich nicht frei vorgekragt; es wird vielmehr ein Fachwerk, das aus den Hängestangen, dem Gurt des Fahrbahnwindverbandes, einem oberen Hilfsgurt und aus Hilfsstreben besteht, frei vorgebaut, und auf diesem Fachwerk wird der Bogen beim Zusammenbau aufgelagert.

Alle Eisenteile sollen auf dem Wasserwege zur Baustelle geschafft werden.

Die Verfasser haben neben dem Hauptentwurf noch zwei Varianten vorgeschlagen. Bei der ersten Variante ist als Baustoff für den Stromüberbau auch St 48 vorgesehen; als Berechnungsgrundlagen sind aber auch hinsichtlich der zulässigen Beanspruchungen und der Stoßziffern die „Vorschriften für Eisenbauwerke, Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken" angenommen. Die zweite Variante unterscheidet sich von der ersten dadurch, daß an Stelle des St 48 Si-Stahl nach den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vorgesehen ist.

Die Gesamtkosten der Ausführung betragen nach dem Hauptentwurf 12 915 523 R.-M., nach der ersten Variante 12 825 494 R.-M. und nach der zweiten Variante 12 298 028 R.-M. Uns will es erwünscht erscheinen, der Berechnung des Stromüberbaues das demnächst erscheinende und schon jetzt im Entwurf vorliegende Normenblatt zur Berechnung eiserner Straßenbrücken zugrunde zu legen und als Baustoff Si-Stahl zu wählen, das letztere namentlich deshalb, um die großen Eisendicken zu vermeiden.

Der Entwurf „Aus einem Guß" verdient sein Kennwort mit vollem Recht. Das Bauwerk ist wirklich aus einem Guß, von wunderschöner, ruhiger Wirkung und außerordentlicher Kühnheit. Die Überbrückung nimmt auf dem linken Rheinufer in gesteigerten Sprüngen einen prachtvollen Anlauf und schwingt sich dann in einem gewaltigen Sprunge in Kraft und Kühnheit über den Rhein.

Man hat den Einwand gegen den Entwurf gehört, daß die 6,5 m hohe Blechwand zu massig und erdrückend wirken werde. Dieser Einwand ist unberechtigt. Man darf diese Höhe von 6,5 m Höhe nicht für sich ins Auge fassen, sondern muß sie im Maßstab der riesigen Stützweite des Bogens von 333,2 m betrachten. Man hat in Köln selbst für die Richtigkeit dieser Ansicht einen Beweis an der Hängebrücke. Der über den Pfeilern 5,5 m hohe vollwandige Versteifungsträger wirkt hier bei einer Stützweite von nur 184,46 m durchaus nicht zu massig. Außerdem ist zu beachten, daß der hohe vollwandige Bogen nur auf eine ganz kurze Strecke, bei dem Austritt aus der Fahrbahn, dem Fußgänger oder Fahrgast auf der Brücke unmittelbar ins Auge springt, und daß die beiden Bogen 26 m voneinander entfernt sind. Überdies könnte man durch helle, farbige Behandlung des Blechbogens eine massige Wirkung, wenn sie wider Erwarten doch vorhanden sein sollte, beseitigen.

Der Bogen von 333,2 m Stützweite würde das schönste und kühnste Bauwerk Europas werden. Er würde auch den größten Bogen in Amerika, die Höllentorbogenbrücke, die 298 m Spannweite hat, in den Schatten stellen und würde fraglos an Kühnheit und Schönheit, wenn auch nicht an Größe, die im Bau begriffene Brücke bei Sydney in Australien, die in der äußeren Form nur eine bedauerliche Nachbildung der Höllentorbrücke ist, übertreffen.

2. Entwurf: „Ein Sprung" (Abb. 7). Dieser Entwurf stammt von den Verfassern des Entwurfes „Aus einem Guß" und unterscheidet sich von dem letzteren nur dadurch, daß der Rhein nicht von einem vollwandigen Bogen, sondern von einem Fachwerksichelbogen überbrückt wird. Die Stützweite des Bogens beträgt ebenfalls 333,2 m. Die Schwerlinie des Bogenuntergurtes erhebt sich in der Brückenmitte 44 m über die Kämpfer. Der Abstand der Schwerlinien des Ober- und Untergurtes mißt in Brückenmitte 9 m. Die größten Eisendicken erreichen bei diesem Bogenträger nur 120 mm und an den Stößen 166 mm. Die Durchbiegung unter der Verkehrslast beträgt auch hier nur 120 mm. Auch für diesen Entwurf sind entsprechend dem Entwurf „Aus einem Guß" zwei Varianten bearbeitet worden. Die Gesamtkosten der Ausführung betragen nach dem

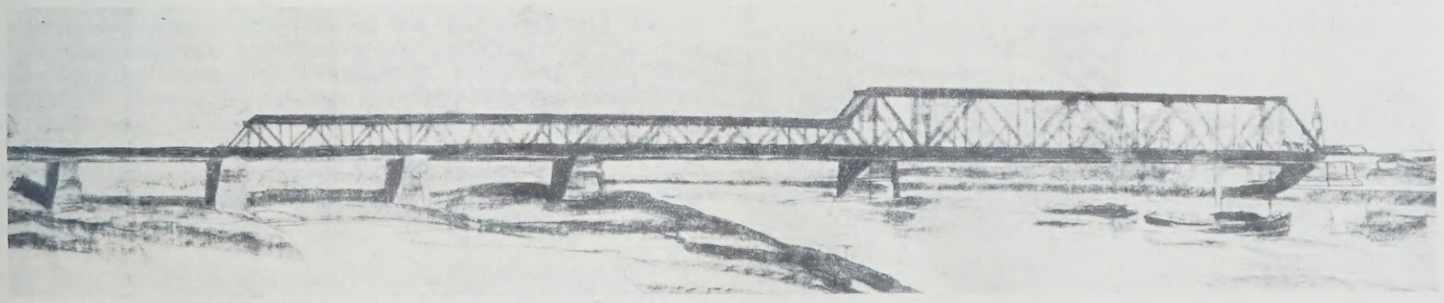


Abb. 8. Entwurf: „Stufenweise".

Hauptentwurf 12 310 303 R.-M., nach der ersten Variante 11 337 123 R.-M. und nach der zweiten Variante 10 752 188 R.-M.

Der Entwurf „Ein Sprung“ ist dem Entwurf „Aus einem Guß“ fast gleichwertig. Der Fachwerkbogen wirkt nicht so ruhig und nicht ganz so kühn, wie der vollwandige Bogen. Für den, der eine massige Wirkung des vollwandigen Bogens fürchtet, mag die luftigere, fachwerkartige Ausbildung des Bogens als ein Vorzug erscheinen.

3. Entwurf: „Stufenweise“ (Abb. 8). Auch dieser Entwurf stammt von den Verfassern des zur Ausführung empfohlenen Entwurfes. Die linksrheinische Hafenbahn und der Deichweg und auf der rechten Rheinseite die Mülheimer Freiheit werden von kleinen Sonderbauwerken in der gleichen Ausführung wie beim Entwurf „Aus einem Guß“ überbrückt. Das linksrheinische Flutgebiet wird im Anschluß an den Deichweg von vier Überbauten mit vollwandigen Trägern von 25,9 m bis 26,4 m Stützweite und von zwei Parallelfachwerkträgern von 66 m Stützweite und 12 m Höhe überspannt. Die Strombrücke hat zwei Öffnungen. Die kleinere, auf der linken Seite gelegene Öffnung wird von einem Parallelfachwerkträger von 119 m Stützweite und 12 m Höhe und die größere, auf der Mülheimer Seite liegende Öffnung von einem Parallelfachwerkträger mit 214,2 m Stützweite, 24 m Höhe und Unterteilung überbrückt. Links vom Strompfeiler leitet ein Schrägstab von der größeren Höhe des großen Stromüberbaues zu der kleineren Höhe des kleinen Stromüberbaues über. Es entsteht auf diese Weise ein sogenannter gestufter Parallelträger, eine Trägerform, die an der richtigen Stelle ausgezeichnete Brückenbilder gibt und in flachen Gegenden ohne städtische Bebauung oder auch in Industriegegenden am Platze ist. An die bevorzugte Stelle in Köln paßt dieser Träger weniger hin. Er ist hier auch deshalb nicht zu empfehlen, weil es nicht möglich ist, den Träger in symmetrischer Form anzuordnen. Der über der kleinen Stromöffnung liegende Träger kragt 23,8 m in die große Stromöffnung vor und stützt an dem Ende des Kragarmes mit einem Pendelgelenk den 190,4 m langen anderen Teil des großen Stromüberbaues, dessen Gesamtstützweite, wie schon erwähnt, 214,2 m beträgt. Das Pendelgelenk ist ähnlich wie bei der im Bau begriffenen zweigleisigen Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld ausgebildet. Die Lager des kleinen Stromüberbaues und der anschließenden beiden Überbauten über dem Flußgebiet auf den Zwischenpfeilern sind ähnlich wie die der kürzlich vollendeten Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten angeordnet.[1])

Rechtsrheinisch schließen sich an die Strombrücke drei Blechträgerüberbauten von je 22,9 m Stützweite zur Überbrückung der Mülheimer Werft an.

Die lichte Weite der Hauptschiffahrtöffnung mißt 200 m; der rechte Uferpfeiler tritt 7,50 m hinter die Flucht der Werftkante zurück.

Die Blechträgerüberbauten haben vier unter der Fahrbahn liegende Hauptträger mit 8,1 m, 8,2 m und 8,1 m Abstand, die Fachwerküberbauten zwei Hauptträger mit 26,2 m Mittenabstand. Die Fahrbahn ist ebenso ausgebildet wie beim Entwurf „Aus einem Guß“. Beim großen Stromüberbau erreicht die größte Gesamteisendicke außerhalb der Stöße den Wert von 133 mm, bei der sich Niete von 30 mm Durchmesser noch mit Halbrundköpfen auf beiden Seiten schlagen lassen. An den Stößen, bei denen sich Gesamteisendicken von 179 mm ergeben, müssen die Niete von 30 mm Durchmesser auf der einen Seite mit Linsensenkköpfen gebildet werden.

Die größte Durchbiegung des großen Stromüberbaues unter der Verkehrslast beträgt nur 120 mm.

Die eisernen Überbauten sollen mit Ausnahme des mittleren Teiles des großen Stromüberbaues auf festen Gerüsten aufgestellt werden. Der mittlere Teil des großen Überbaues soll im freien Vorbau zusammengebaut werden.

Die beiden die große Stromöffnung begrenzenden Pfeiler sollen im Druckluftverfahren, die anderen Pfeiler und Widerlager in offener Baugrube gegründet werden.

Neben dem Hauptentwurf sind ebenso wie bei den anderen beiden Entwürfen der Verfasser zwei Varianten durchgearbeitet. Dem Hauptentwurf und seinen beiden Varianten liegen die gleichen Annahmen zugrunde wie bei den anderen beiden Entwürfen.

Die Gesamtkosten der Ausführung nach dem Hauptentwurf betragen 11 856 085 R.-M., nach der ersten Variante 10 531 188 R.-M. und nach der zweiten Variante 10 263 258 R.-M. (Fortsetzung folgt.)

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 15 u. 16; 1926, Heft 3, 4 u. 8.

Alle Rechte vorbehalten.

Lagerung der Gleisschienen auf Eisenbahnbrücken.

Von Ingenieur **E. Kluge**, Breslau.

Bei Eisenbahnbrücken mit eisernen Überbauten wird das Fahrgleis in den meisten Fällen auf hölzernen Brückenbalken oder -Schwellen verlegt. Ausnahmen sind dort zu finden, wo die Bauhöhe es zuläßt, die Gleisbettung auch auf der Brücke selbst durchzuführen, oder wenn die Bauhöhe so gering ist, daß die Gleisschienen unmittelbar auf eisernen Quer- oder Längsträgern verlegt und befestigt werden müssen.

Die Durchführung der Gleisbettung ist die beste Anordnung zur Milderung der Erschütterungen durch den Betrieb. Sie erhöht jedoch das Eigengewicht der Brückenkonstruktion erheblich und wird infolgedessen bei größeren Brückenspannweiten kaum angewendet.

Der hölzerne Brückenbalken ist eines der Sorgenkinder bei der betriebsicheren Erhaltung der Eisenbahnstrecken und stellt in gewissen Fällen einen Gefahrpunkt dar. Es ist deshalb wohl der Mühe wert, sich mit dem Brückenbalken etwas näher zu beschäftigen. Er dient nicht nur zur Auflagerung und Befestigung der Gleisschienen mittels normaler Unterlagplatten und Schwellenschrauben, sondern muß auch die Verkehrslasten des Gleises, die von Jahr zu Jahr größer geworden sind, auf die Schwellenträger der Eisenkonstruktion übertragen und die Stoßwirkungen verarbeiten. Da die Entfernung von Mitte zu Mitte Gleisschiene etwa 1,50 m, die der Schwellenträger aber 1,70 bis 2 m beträgt, entstehen im Brückenbalken Biegungsspannungen, die einem solch wichtigen Konstruktionsgliede aus Holz dauernd nicht zugemutet werden sollten. Vorübergehend ist die Verwendung von Holz als Tragbalken zwar unbedenklich, auf die Dauer sollte sie jedoch unbedingt vermieden werden.

Die hölzernen Brückenbalken sind allen schädlichen Witterungseinflüssen ausgesetzt. Sie werden zwar in Schwellentränkanstalten sorgfältig behandelt, der Tränkstoff dringt jedoch in den großen Querschnitt meist nur wenige cm ein; der größere Teil des Querschnitts bleibt ungeschützt. Die Folgen hieraus können vernichtend sein. Der vom Tränkstoff durchsetzte und von Luft umspülte Balkenteil bleibt viele Jahre gut erhalten; im Balkeninnern schreitet jedoch inzwischen die Zerstörung rascher vorwärts, denn der große Querschnitt und die erhebliche Länge des Balkens lassen ein schnelles Austrocknen nicht zu. Recht oft täuscht die äußere gut erhaltene Schale einen einwandfreien Brückenbalken vor, dessen Inneres bereits morsch und verfault ist. Erst das Ausbauchen der Seitenflächen oder ein Anbohren gibt die Gewißheit, daß der Brückenbalken nicht mehr tragfähig ist und schleunigst ausgewechselt werden muß. Durch die Bereitstellung der nötigen Geldmittel, die Beschaffung und Tränkung der Ersatzbalken entstehen Zeitverluste, die dann dem für die Betriebsicherheit verantwortlichen Beamten stete Sorgen bereiten.

Sind die neuen Ersatzbalken angeliefert, dann beginnen die Schwierigkeiten ihres Einbaues. Auf kleineren Brücken werden die Zugpausen hierfür ausreichen; auf langen Brücken wird eingleisiger Betrieb dann eingerichtet werden müssen, wenn alle Brückenbalken oder einzelne Gruppen auszuwechseln sind. Die neuen Brückenbalken müssen sorgfältig zur Verlegung vorbereitet werden, d. h. für die Durchführung der Verbindungsbolzen gebohrt und ungenaue Balkenhöhen oder Holzverwerfungen durch saubere Bearbeitung ausgeglichen werden. Auf Lamellenträgern sind noch die verschiedenen Höhen der Auflagerflächen zu berücksichtigen.

Nach Sperrung des Gleises werden die Gleisschienen und die Brückenbeläge in ganzer Breite gelöst und beiseitegesetzt, da ja die alten Brückenbalken nur selten seitlich herausgezogen werden können. Sind bei kleineren Brücken die Geländer an den Brückenbalken befestigt, dann müssen auch diese noch abgenommen werden.

Auf der freigelegten Eisenkonstruktion in größeren Höhen und über Flüssen ist das Entfernen der alten und Aufbringen der neuen schweren Brückenbalken gefahrvoll und setzt gewandte und schwindelfreie Arbeiter voraus. Es ist daher zu begrüßen, daß in neuester Zeit die schweren hölzernen Brückenbalken durch stählerne Brückenbalken ersetzt werden sollen. Dieser Stahlbrückenbalken[1]) ist eine Verbindung von Stahl und Holz, wobei ersterer die Biegungskräfte, letzteres die reinen Druckkräfte aufnimmt. Der Holzkörper erhält nur Abmessungen, die zur Aufnahme der Druckkräfte und zur Befestigung der Gleisschienen genügen. Wie aus Abb. 1 bis 4 ersichtlich, wird für jedes Schienenauflager ein Holzklotz verwendet, so daß in einem Stahlbalken ⌐⌊ ⌋¬-Querschnitt zwei Holzklötze ruhen. Die beiden ⌐⌊-Eisen sind untereinander durch Flacheisen und I-Stücke verbunden und gegen Ausbiegungen versteift. Jeder Holzklotz wird in der Mitte durch einen ⊓-förmigen Bügel aus Flacheisen dreiseitig umspannt, so daß das Holz in wagerechter oder senkrechter Ebene sich nicht spaltet. Da der Eisenbügel im Holzklotz bündig mit seinen Seitenflächen eingelassen wird, ist er in der Längsrichtung des Holzklotzes unverschiebbar. Dies wird dazu verwertet, den Holzklotz

[1]) Deutsches Reichspatent der Firma Christoph & Unmack Akt.-Ges. in Niesky O.-L. (Vergl. Patentschau in der „Bautechnik“ 1926, Heft 55, S. 846.)

mit Hilfe eines starken Verbundbolzens zwischen den ⌐⌊-Eisen unverschiebbar festzulegen.

Der obere Eisenbügelrücken ist im Holzklotz tiefer eingebettet und durch ein schwalbenschwanzförmiges Querholz überdeckt. Die Schienenunterlagplatte kann demnach den Eisenbügel auch dann nicht berühren, wenn sie sich im Laufe der Zeit im Holzklotz einfrißt.

Der Holzklotz ruht auf den unteren beiden Flanschen der ⌐⌊-Eisen, er kann in dieser Lage und infolge seiner geringen Länge gut durchlüften und schnell austrocknen. Nach oben ragt der Holzklotz etwa 5 cm über die ⌐⌊-Eisen heraus. Seine Oberfläche bildet deshalb mit dem Brückenbelage aus Holz oder Eisenbeton annähernd eine Ebene.

Der Brückenbelag findet auch zwischen den Holzklötzen zweier Brückenbalken auf den oberen Flanschen der ⌐⌊-Eisen eine gute Lagerung.

Die Holzklötze können fabrikmäßig nach einer festen Norm bearbeitet und gebohrt werden, die Bohrungen für den Verbundbolzen und die Schwellenschrauben, die Einklinkungen für den Eisenbügel und die geringe Länge des kiefernen Holzklotzes begünstigen das Eindringen des Tränkstoffes und verlängern die Liegedauer.

Das Auswechseln eines schadhaft gewordenen Holzklotzes wird nur wenige Minuten beanspruchen, so daß Gleissperrungen nicht nötig sind. Der Bohlenbelag wird hierfür nur so weit zurückgezogen, und zwar nur zwischen den Gleisschienen, daß der Raum zwischen den ⌐⌊ ⌊⌐-Eisen eines Balkens frei liegt. Alsdann wird der Verbundbolzen entfernt, der Holzklotz nach der Gleismitte zu verschlagen und hochgenommen. In umgekehrter Reihenfolge geschieht sodann das Einsetzen des neuen Holzklotzes unter Wiederverwendung des Eisenbügels und Verbundbolzens.

Ein Abnehmen der Gleisschienen ist nicht nötig, sondern nur das Lösen der Schwellenschrauben; das Verschweißen der Schienenstöße auf den eisernen Brücken wird hierdurch gefördert.

Abb. 1. Längsschnitt.

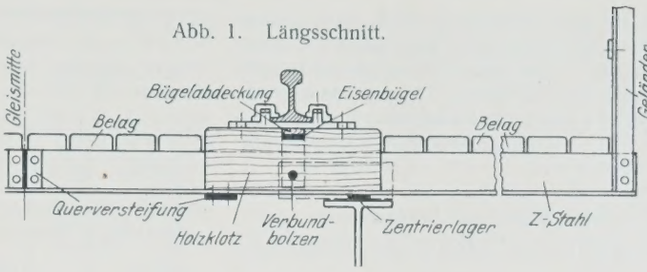


Abb. 2. Querschnitt.

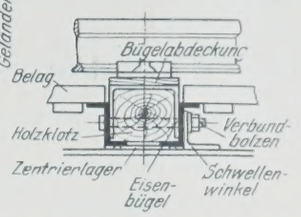


Abb. 3. Aufsicht.

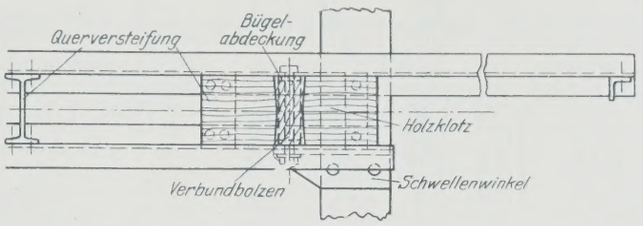
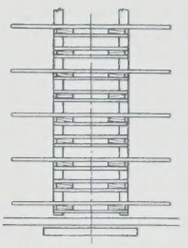


Abb. 4. Anordnung d. Balken.



Die Ersparnisse bei dem Auswechseln der Holzklötze gegenüber dem von hölzernen Brückenbalken werden recht beträchtlich sein; Gefährdungen des Eisenbahnbetriebes und der Arbeiter sind nicht mehr zu befürchten.

Die Verwendung des Stahlbrückenbalkens ist bei jeder eisernen Brückenkonstruktion möglich. Auch die jetzt angestrebte verschiebbare Lagerung der Brückenbalken zwecks Regelung der Schwellenabstände wird sich ohne Schwierigkeiten ausführen lassen. Seine Vorteile sind das geringe Gewicht und die unwesentlichen Unterhaltungskosten der Holzklötze, denn der eigentlich tragende Balkenteil, die ⌐⌊-Träger, werden die gleiche Lebensdauer haben wie die Brückenkonstruktion selbst.

Im Interesse der Wirtschaftlichkeit und der Bahnunterhaltung ist zu hoffen, daß die Erprobung dieser Stahlbrückenbalken günstige Ergebnisse zeitigt und zur allgemeinen Anwendung führt.

Versuche über das Widerstandsmoment eiserner Spundbohlen Bauart Larssen mit zusammengepreßtem Schloß.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Erich Lohmeyer,** Ministerialrat in Berlin.

(Schluß aus Heft 4.)

2. Platten aus Doppelbohlen mit gepreßtem Schloß.

Der Einfluß der Pressung des Schlosses der Doppelbohle ist bei Platte I für Hartstahl, bei Platte II für Flußstahl St 37 untersucht worden. Beide Versuche zeigen ungefähr dieselben Ergebnisse; die mit Platte I gewonnenen sind in Abb. 20 wiedergegeben. Die Art der Auftragung ist die gleiche wie in Abb. 19. Die Abbildung zeigt, daß in allen Belastungsfällen das Widerstandsmoment schnell ansteigt und mit seinem Größtwerte erheblich über dem theoretischen Sollwerte liegt, nämlich dem Widerstandsmomente W_D, das auf die der Kraftrichtung zugeordnete Achse der Doppelbohle bezogen ist. Während $W_D = 0{,}573\ W_W$ (worin W_W das auf die Wandachse bezogene Widerstandsmoment ist), ergibt sich das wirkliche Widerstandsmoment bei der stärksten Wirkung der Pressung in Fall a, b und c zu etwa 0,65, 0,72 und 0,63 W_W. Bei Platte II sind die gleichen Werte etwa 0,67, 0,67 und 0,63 W_W. Die stärkste Wirkung wird bei Platte I (Abb. 20) in den Fällen a und b weit unterhalb einer Beanspruchung erreicht, bei der im ungünstigsten Punkte der Platte die zulässige Spannung auftritt, im Falle c erheblich über diesem Werte, aber noch vor dem Erreichen der Streckgrenze. Bei Platte II liegen die Verhältnisse im Falle c genau so, in den Fällen a und b wird der Größtwert des Widerstandsmomentes etwa bei dem Eintreten der zulässigen Spannung in der Mitte der Spannweite erreicht. Abb. 20 läßt im Falle a und weniger deutlich auch bei b ein Zurückgehen des Widerstandsmomentes bei höherer Belastung erkennen; bei Platte II, bei der unter gleicher Last stärkere Durchbiegungen erreicht wurden, weil St 37 verwendet wurde, zeigt sich dieses Zurückgehen deutlicher. Unterhalb der Streckgrenze (berechnet für die Mitte der Spannweite) sinkt das Widerstandsmoment nur bei Platte I im Belastungsfalle a auf etwa 0,58 W_W, sonst fällt es nicht unter 0,63 W_W. Im Bereiche der zulässigen Spannung ist auch im Falle a bei Platte I das Widerstandsmoment größer als 0,63 W_W.

Die Versuche bestätigen, daß man mit voller Wirkung der Pressung des Schlosses rechnen darf. Darüber hinaus aber zeigen sie, daß der Durchbiegung der Doppelbohlen um die zur Kraftrichtung zugeordnete Achse Widerstände entgegenstehen, die das Widerstandsmoment weiter erhöhen. Diese Widerstände liegen in dem nicht gepreßten Schloß; sie werden, wie oben (S. 28) schon erörtert, durch die Ungenauigkeiten des Walzens, durch die (bei den Versuchen geringe) Reibung im Schloß und dadurch verursacht, daß die im Schloß vereinigten Bohlen sich hier zwar in gleicher Richtung, aber nicht in gleicher Stärke durchbiegen. Diese Widerstände erhöhen also das Widerstandsmoment der Wand im Bereiche der zulässigen Spannungen von 0,573 auf mindestens 0,63 W_W, im allgemeinen etwas mehr. Nebenbei bemerkt, scheint für diese Erhöhung besonders günstig die keilige Form des Larssenschlosses zu sein; eine gleiche Erhöhung ist bei dem Wulst-Klauenschloß, wie es beispielsweise die Wand „Rothe Erde“ erwähnt, kaum zu erwarten.

Die Erhöhung des Widerstandsmomentes geht bei höheren Beanspruchungen etwas zurück. Da nach den Versuchen mit Platte VI (Abb. 19) bei diesen Beanspruchungen die Wirkung der Pressung im Schloß nicht nachläßt, kann das Zurückgehen des Widerstandsmomentes nur auf das Verhalten des nicht gepreßten Schlosses zurückgeführt werden. Offenbar werden bei höheren Beanspruchungen die Widerstände, besonders wohl die Klemmwirkungen und die Reibung im Schloß überwunden.

3. Platten mit Gurtungen.

Die Wirkung von Gurtungen, die in der oben (S. 50) geschilderten Weise angebracht waren, wurde bei Platte V und VII erprobt. Die Ergebnisse sind in Abb. 21 u. 22 dargestellt. Für Platte V sind die beiden ersten Versuche nicht wiedergegeben, sondern nur der dritte (Fall c) und die danach vorgenommenen Wiederholungen der Belastungsfälle a und b, die, wie oben erwähnt, fast genau dasselbe Ergebnis hatten wie ihre erste Ausführung. In Fall a und b ist das größte Widerstandsmoment unterhalb, bei Fall c erst oberhalb der zulässigen Spannung erreicht. In Fall a und c ist ein Zurückgehen des Widerstandsmomentes bei höherer Last zu verzeichnen. Das Widerstandsmoment ist in allen drei Belastungsfällen im Bereiche der zulässigen Spannung reichlich 0,8 W_W.

Platte VII zeigt höhere Werte des Widerstandsmomentes. Bei dem ersten Versuch (Belastungsfall a) wächst das Widerstandsmoment sehr schnell bis auf den vollen Wert W_W, um dann noch unterhalb der Streckgrenze auf etwa 0,9 W_W zurückzugehen. Bei dem zweiten Versuch (Fall b) ist auch ungefähr der Wert 0,9 W_W erreicht worden. Die Versuche mit Platte VII sind genauer ausgeführt als die mit Platte V, was die geringere

Streuung der Linien erkennen läßt. Besonders wurde auch auf sorgfältige Ausführung und feste Verbindung der Gurtungen Wert gelegt, wodurch sich das bessere Ergebnis wohl erklärt. Vielleicht sind auch die Gurtungen bei Flußstahl St 37 wirksamer als bei Hartstahl. Daß bei dem ersten Versuch höhere Werte als bei dem zweiten erzielt wurden, wird dadurch verursacht sein, daß durch die erste Belastung Widerstände im nicht gepreßten Schloß überwunden worden sind.

IV. Versuch über den Widerstand der Preßstellen.

Um den Widerstand der Preßstellen im Schloß gegen Verschiebung der Bohlen festzustellen, ist eine weitere Versuchsreihe mit Bohlen der Größen I, II und III angestellt worden. Zu diesem Zwecke wurden für jede Größe in Hartstahl (Festigkeit 50 bis 60 kg/mm²) und Flußstahl St 37 je drei Bohlenabschnitte von 300 mm Länge so zusammengepreßt, wie es Abb. 23 veranschaulicht. Die mittlere Bohle wurde belastet und die Last K gemessen, bei der die Bohle nachgab, der Widerstand der Preßstellen also überwunden wurde. Das Ergebnis war das folgende:

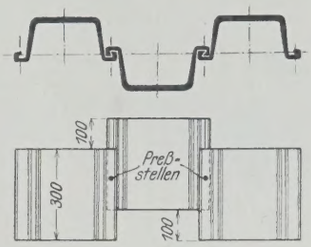


Abb. 23.
Messen des Widerstandes der Preßstellen.

	Hartstahl			Flußstahl St 37		
	Größe I	Größe II	Größe III	Größe I	Größe II	Größe III
Last K in t (zu 1000 kg)	21,80	23,00	32,60	16,00	38,00	15,00
	20,00	33,00	36,00	16,00	22,00	15,00
	22,00	26,00	39,00	20,00	39,00	22,00
Summe	63,80	82,00	107,60	52,00	99,00	52,00
Mittelwert von K . . .	21,30	27,30	35,90	17,30	33,00	17,30
Kleinstwert von K . . .	20,00	23,00	32,60	16,00	22,00	15,00
Widerstand einer Preßstelle, Kleinstwert (in t)	10,00	11,50	16,30	8,00	11,00	7,50

An Hand dieser Ergebnisse soll nun nachgeprüft werden, ob bei den oben geschilderten Biegungsversuchen die Beanspruchung der Preßstellen unterhalb der Tragfähigkeit geblieben ist. Die Preßstellen lagen durchweg in 33,3 cm Abstand. Die Schubkraft T in kg ist dann für eine Preßstelle des Schlosses, wenn

Q in kg die Querkraft,
S in cm³ das statische Moment,
J in cm⁴ das Trägheitsmoment:

$$T = 33{,}3\,\frac{Q\,S}{J}.$$

Für den Belastungsfall a ist das größte Moment (vergl. Abb. 18):

$$\max M = \frac{P\,l}{4} = \max\sigma \cdot W,$$

worin $\max\sigma$ die größte Spannung, W das Widerstandsmoment.

$$P = \frac{4}{l}\max\sigma \cdot W = \frac{4}{800}\max\sigma \cdot W = 0{,}005\max\sigma \cdot W.$$

Die Querkraft ist

$$Q = {}^1/_2\,P = 0{,}0025\max\sigma \cdot W.$$

Daraus ergibt sich:

$$T = 33{,}3 \cdot 0{,}0025\max\sigma \cdot W\frac{S}{J}$$

oder, wenn e der Abstand der Randfaser:

$$T = 0{,}0833\max\sigma \cdot \frac{S}{e}.$$

Für die Größe II der Larssen-Wand ist für eine Einzelbohle bezogen auf die Wandachse $S_W = 369{,}2$ cm³, $e_W = 10$ cm, bezogen auf die Hauptachse der Doppelbohlen $S_H = 116{,}1$ cm³, $e_H = 10{,}02$ cm. Damit wird

$$T_W = 3{,}08\max\sigma,$$
$$T_H = 0{,}965\max\sigma.$$

Entsprechend ergeben sich für die übrigen Belastungsfälle die in der folgenden Zusammenstellung angegebenen Werte der Beanspruchung einer Preßstelle, wenn $\max\sigma$ die in jedem Belastungsfalle auftretende größte Spannung ist. Die Beanspruchungen sind in kg angegeben.

Belastungsfall	a	b		c	
		äußere Viertelstrecken der Spannweite	innere Viertelstrecken der Spannweite	äußere Viertelstrecken der Spannweite	innere Viertelstrecken der Spannweite
bei Biegung um die Wandachse	$3{,}08\max\sigma$	$6{,}16\max\sigma$	0	$9{,}24\max\sigma$	$3{,}08\max\sigma$
bei Biegung um die Hauptachse der Doppelbohlen . . .	$0{,}965\max\sigma$	$1{,}93\max\sigma$	0	$2{,}90\max\sigma$	$0{,}965\max\sigma$

Die größte Beanspruchung einer Preßstelle tritt im Belastungsfalle c in den äußeren Viertelstrecken der Spannweite auf, weil hier die Querkraft am größten ist. Werden die Bohlen bis zur zulässigen Spannung auf Biegung beansprucht, so wird die größte Beanspruchung einer Preßstelle:

1. bei Flußstahl St 37 ($\sigma_{zul} = 1200$ kg/cm²)
   bei Biegung um die Wandachse:
   $T_W = 9{,}24 \cdot 1200 = 11\,000$ kg $= 11$ t,
   bei Biegung um die Hauptachsen der Doppelbohlen:
   $T_H = 2{,}90 \cdot 1200 = 3480$ kg $= 3{,}48$ t;
2. bei Hartstahl ($\sigma_{zul} = 1625$ kg/cm²)
   bei Biegung um die Wandachse:
   $T_W = 9{,}24 \cdot 1625 = 15\,000$ kg $= 15$ t,
   bei Biegung um die Hauptachsen der Doppelbohlen:
   $T_H = 2{,}90 \cdot 1625 = 4720$ kg $= 4{,}72$ t.

Bei Flußstahl St 37 erreicht die Beanspruchung T_W gerade die Tragfähigkeit, bei Hartstahl überschreitet sie sie. Bei den voll gepreßten Platten aus Hartstahl (Abb. 19) würden also die Preßstellen in den äußeren Viertelstrecken der Spannweite überbeansprucht sein, wenn nicht die Preßstellen der überkragenden Enden der Bohlen und in gewissem Grade die der mittleren Viertelstrecken mittrügen. Tatsächlich läßt in Abb. 19 die Auftragung für den Belastungsfall c ein Nachgeben der Preßstellen auch weit oberhalb der zulässigen Beanspruchung nicht erkennen.

Bei den übrigen Platten ist die Biegungsachse der Doppelbohlen nicht so stark herumgeschwenkt worden, daß sie in der Wandachse liegt. Die Beanspruchung der Preßstellen ist daher entsprechend schwächer. Man erhält so in Übereinstimmung mit den oben (S. 53) gemachten Angaben, daß bei den Biegungsversuchen die Preßstellen nirgends haben nachgeben können.

Muß man bei Verwendung gepreßter Doppelbohlen jedoch mit den Werten T_W rechnen, was im allgemeinen der Fall ist, wenn das freie Schloß mit dem Erdboden in Berührung ist, so muß auf den Strecken, wo die Querkraft am größten ist, der zulässige Abstand der Preßstellen in jedem Falle nachgeprüft werden. Es wird sich oft empfehlen, die Preßstellen entsprechend dem Wechsel der Querkraft enger und weiter anzuordnen.

V. Zusammenfassung der Versuchsergebnisse.

Die Versuche erbringen den Nachweis, daß

1. die Pressung des Schlosses einer Doppelbohle eine so feste Verbindung erzielt, daß die beiden Bohlen als einheitlicher Körper angesehen werden dürfen, auch wenn die Beanspruchung erheblich über die zulässige Spannung steigt,
2. das Widerstandsmoment einer aus gepreßten Doppelbohlen gebildeten Larssen-Wand der Größe II mindestens $0{,}63\,W_W$ beträgt, wenn das nicht gepreßte Schloß ganz frei ist (nicht durch Boden gefüllt) und wenn die Bohlen nicht durch Holme, Gurte oder Einspannung im Erdboden gegeneinander festgelegt sind,
3. das Widerstandsmoment derselben Larssen-Wand auf mindestens $0{,}8\,W_W$ anwächst, wenn die Bohlen der Wand in der angegebenen Weise durch zwei Doppelgurtungen verbunden sind, daß bei guter Ausführung der Verholmung aber auch der Wert 0,9 bis $1{,}0\,W_W$ mit Sicherheit erreicht werden kann.

Für die Größe Ia, I und III der Larssen-Wand gelten genau genug die unter 2. und 3. genannten Zahlen, für die Größen IV und V, bei denen die zugeordneten Achsen ungünstiger liegen als bei II, wird man im Falle 2. mindestens $0{,}55\,W_W$, im Falle 3. mindestens $0{,}67\,W_W$ ansetzen dürfen.

Die Wirkung der Gurtungen wird um so höher sein, je fester sie ausgeführt werden. Einspannung im Erdboden wirkt in gleicher Weise. In den Versuchen ist nicht geprüft die Wirkung der Erhöhung der Reibung im nicht gepreßten Schloß. Sind die Wände mit Bodenarten hinterfüllt, die wie Sand oder Kies im Schloß starke Reibung erzeugen, so wird man meist mit dem vollen Werte W_W rechnen dürfen (vergl. S. 29 oben).

Es gibt ein sehr einfaches Mittel, um auch ohne Heranziehung der Reibung im Schloß das Widerstandsmoment der Wand auf den vollen Wert W_W zu erhöhen. Man braucht die gepreßten Doppelbohlen in der

Wand nur so anzuordnen, daß ihre Biegungsachsen nicht gleichgerichtet sind, sondern ihre Richtung in einfachem oder gruppenweisem Wechsel ändern. Man erzielt das dadurch, daß man zwischen gepreßte Doppelbohlen eine einfache Halbwellenbohle oder eine aus drei Einzelbohlen gepreßte Dreifachbohle oder eine besonders geformte kleinere Zwischenbohle oder besondere, etwa kastenförmig ausgebildete Verstärkungsbohlen einschaltet. Die neben diesen eingeschalteten Bohlen stehenden gepreßten Doppelbohlen haben dann das Bestreben, sich nach dieser Zwischenbohle hin oder von ihr weg durchzubiegen, also nicht mehr in gleicher, sondern in verschiedener Richtung. Diese verschieden gerichtete Durchbiegung würde aber nur bei bedeutender Formänderung der Zwischenbohle möglich sein. Die Zwischenbohle widersteht also der verschieden gerichteten Durchbiegung und zwingt die Doppelbohlen, sich in der aus beiden Richtungen zusammengesetzten Richtung senkrecht zur Wandachse durchzubiegen. Das bedeutet aber, daß das Widerstandsmoment der Wand auf die Wandachse zu beziehen ist.

Die Vereinigten Stahlwerke A.-G. bereiten weitere Versuche vor, die belegen sollen, daß bei dieser Lösung auch ohne Heranziehung der Reibung im freien Schloß mit dem vollen auf die Wandachse bezogenen Widerstandsmomente gerechnet werden darf.

Alle Rechte vorbehalten.

Neuere amerikanische Erfahrungen im Bau von Talsperrendämmen nach dem Spülverfahren.

Die Anwendung des Spülverfahrens bei der Herstellung von Talsperrenerddämmen ist bisher im wesentlichen auf Amerika beschränkt geblieben. Die schnelle und erfolgreiche Ausbreitung des Gußbetonverfahrens haben den großen Wert eines aufmerksamen Studiums fremder Erfahrungen für die Einführung unerprobter Bauweisen erneut bestätigt. Die Ähnlichkeit des Spülverfahrens mit dem Gußbetonverfahren berechtigt zu der Erwartung, daß jenes in kurzem die gleiche Verbreitung finden wird, die das Gußbetonverfahren heute schon besitzt. Die Erfahrungen Amerikas auf diesem Gebiete verdienen daher zurzeit besondere Beachtung. Daß das Spülverfahren für den Talsperrenbau außerhalb Amerikas weitere Verbreitung bisher nicht gefunden hat, ist in erster Linie auf anfängliche Mißerfolge amerikanischer Ausführungen zurückzuführen. Diese ließen eine gewisse Zurückhaltung gegenüber seiner Anwendung angebracht erscheinen, solange sie nicht eine befriedigende Erklärung gefunden hatten. Sie liegen jedoch schon einige Jahre zurück und sind durch ausgedehnte Forschungsarbeit amerikanischer Ingenieure inzwischen aufgeklärt. Es sind Bauweisen entwickelt, die erneute Mißerfolge ausschließen dürften. Eine grundsätzliche Ablehnung des Verfahrens bei dem heutigen Stande der technischen Durchbildung auch in Anwendung auf Talsperren erscheint nicht mehr gerechtfertigt.

Im Gegenteil machen die aus andern Gebieten des Erdbaues bekannten großen technischen und wirtschaftlichen Vorzüge des Verfahrens zur Pflicht, seine Verwendung in breiterem Umfange auch für das ihm bisher verschlossen gebliebene Gebiet des Talsperrenbaues ins Auge zu fassen, nachdem die bisherigen Bedenken ausgeräumt sind und jüngere amerikanische Erfahrungen die guten Eigenschaften des Verfahrens auch für dieses Gebiet bestätigt haben. Die Ergebnisse dieser Forschungen und ihre wissenschaftliche Auswertung sind der deutschen Fachwelt aus dem Werke von Terzaghi[1]) über Erdbaumechanik bekannt.

Die Vorzüge des Spülverfahrens beruhen auf der Eigenart des Ablagerungsvorgangs. Dieser vollzieht sich ausschließlich unter dem Einfluß des Eigengewichtes. Gespülte Erdaufträge bekommen daher ein außerordentlich gleichförmiges, von inneren Sekundärspannungen verhältnismäßig freies Gefüge großer relativer Dichte. Das Sediment ist verhältnismäßig frei von kolloidal lösbaren Feinbestandteilen, die während der Ausführung herausgewaschen und mit den abziehenden Spülwässern fortgeführt werden. Eine gespülte Schüttung setzt sich verhältnismäßig wenig, erleidet unter Auflast nur unbeträchtliche Zusammendrückungen und bleibt bei der Berührung mit Wasser ziemlich raumbeständig. Mit diesen Eigenschaften ist das Spülverfahren dem herkömmlichen Bauverfahren der Trockenschüttung weit überlegen.

Ganz besonders wertvoll und eigentlich durch kein anderes Verfahren ersetzbar ist es dort, wo der Bauzweck einen nach der Kornzusammensetzung des Bodens geordneten Einbau im Baukörper verlangt. Diese Bedingung ist beim Bau von Talsperrendämmen zu erfüllen.

Das Verfahren läßt ähnlich wie das Gußbetonverfahren in weitem Umfange die Anwendung leistungssteigernder, von der menschlichen Arbeitskraft des Bauarbeiters unabhängiger Geräte und Maschinen zu. Es ermöglicht dadurch dieselbe Verbilligung der Ausführung, die für das Gußbetonverfahren aus gleichen Gründen vorhanden und allgemein anerkannt ist. Diese Wirtschaftsvorteile können bei großen Erdarbeiten auf engem Baufelde, also gerade bei Talsperrendämmen, recht beträchtlich sein.

In Hinblick auf die somit wohl in kurzem bevorstehende Aufnahme des Verfahrens im deutschen Talsperrenbau darf die neueste Bauausführung Amerikas auf dem Gebiete des Dammbaues nach dem Spülverfahren, der Tietondamm im Staate Washington,[2]) besonderes Interesse beanspruchen. Das genannte Bauwerk ist ein Erddamm, durch den im Tietonflusse ein Aufstau von 68,5 m erzeugt werden soll. Abb. 1 zeigt den Normalquerschnitt des Dammes. Die Dammkrone liegt 71,3 m über der bisherigen Flußsohle und ist 12,2 m breit. Die Böschung ist auf der Oberwasserseite 1 : 3 und auf der Unterwasserseite 1 : 2 geneigt. Im Innern des Dammes steht eine lotrechte dünne Wand aus Eisenbeton. In ihrem obersten Teil bildet sie eine 50 cm hohe Brüstung über der Dammkrone. Nach unten reicht sie durch durchlässige Schichten, die unter der Fußsohle anstehen, hindurch bis in den gewachsenen Felsen oder Schieferton hinab, in den sie wenigstens 3 m tief einbindet. Ihre größte Höhe beträgt 97,7 m. Oberwasserseitig der Betonmauer liegt die im Spülverfahren hergestellte Dichtungsschicht und beiderseits des aus Betonmauer und Dichtungsschicht gebildeten Dammkerns der aus Sand, Kies, Geröll und Felsausbruch zusammengesetzte eigentliche Dammkörper. Das Dammaterial wurde in Kippwagen herangefahren, auf den äußeren Böschungswällen abgekippt, mit Wasser unter kräftigem Strahl aufgeschwemmt und der Mitte zugespült, wobei es sich nach der Korngröße so ordnete, daß die feinsten Bodenbestandteile neben dem Kern abgelagert wurden. Abb. 2 zeigt die Bauausführung. Im Vordergrunde ist der Spültümpel der Dichtungsschicht zu sehen, dahinter die noch in der Schalung stehende Betonmauer und im Hintergrunde der unterwasserseitige Wall, an dem das Spritzspülverfahren vor sich geht.

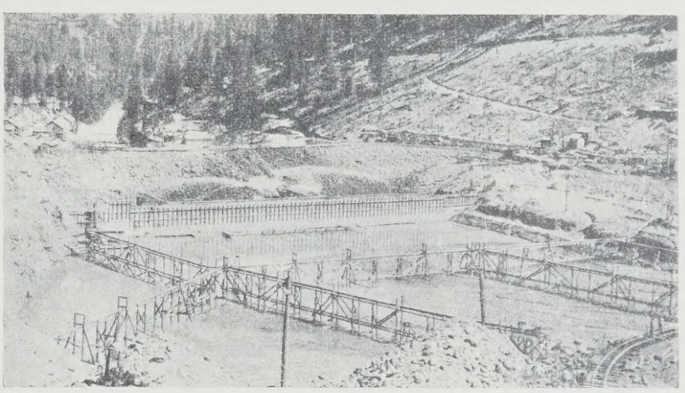


Abb. 2.

Um die Vorgänge im Innern des Dammes während und nach der Bauausführung gut beobachten zu können, sind in der Betonmauer im Abstande von 65 m zwei lotrechte Schächte angeordnet. Diese liegen auf der Unterwasserseite der Wand, haben 1,2 m lichten Durchmesser und reichen hinab bis etwa in die Höhe der Flußsohle. Sie tragen im Innern Steigeleitern und die aus Abb. 4 ersichtlichen Beobachtungseinrichtungen, auf die im folgenden noch näher eingegangen wird.

Die anfänglichen Mißerfolge der Amerikaner sind zurückzuführen auf eine ungenügende Beachtung der Unterschiede in der Absatzdauer für die verschiedenen Teile des Damminnern. Die inneren Teile geben das Wasser infolge ihrer feinkörnigen Zusammensetzung langsamer ab als die äußeren und drücken in noch flüssigem Zustande, also unter hydrostatischem Druck gegen jene, die bereits fest geworden sind. Übertrifft der Seitendruck der Innenteile den Gleitwiderstand der äußeren, so bricht der Kern nach außen durch. Nach Unterwasser zu sucht der Kern in ähnlicher Weise auf die Betonmauer einzuwirken. Kennt man die vom Kern ausgeübten Seitendrücke und die ihnen entgegenwirkenden Widerstände, so können beide Kräfte, unter Umständen durch Verzögerung in der Herstellung des Kerns und Beschleunigung bei der Füllung in den Außen-

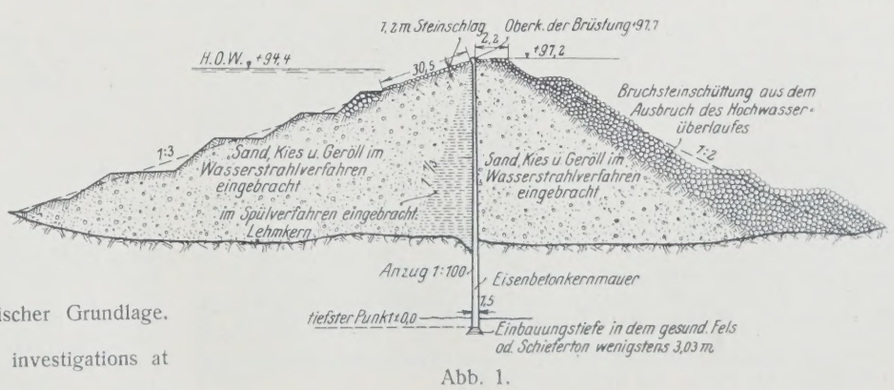


Abb. 1.

[1]) Terzaghi, Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Leipzig u. Wien 1926. Verlag von Fr. Deuticke.

[2]) Eng. News-Rec. 1926, S. 544 u. f. Puddle core investigations at Tietondam Washington. By J. E. Houk.

teilen, in einem für die Sicherheit günstigen Sinne beeinflußt werden. Für die Bauleitung eines Spüldammes ergibt sich hieraus die Aufgabe, fortlaufend durch unmittelbare Messungen die im Innern des Dammes wirkenden Seitenkräfte festzustellen, zum Berechnen der Gleitwiderstände der Außenteile Reibungszahlen zu ermitteln und, wenn eine Betonkernmauer vorgesehen ist, deren Lage zu verfolgen. Diese Feststellungen sind durch bodenphysikalische Analysen von Proben, die dem Dammboden in verschiedenen Lagen und zu verschiedenen Zeiten der Ausführung zu entnehmen sind, und durch Messungen der Oberflächenfestigkeit des Kerns zu ergänzen. Da ähnliche Bodenarten unter sonst gleichartigen Verhältnissen ein ähnliches Verhalten erwarten lassen, liefern die ermittelten Daten nicht nur Kontrollen für die vorliegende Bauausführung, sondern geben auch Anhaltspunkte für künftige Dammbauten.

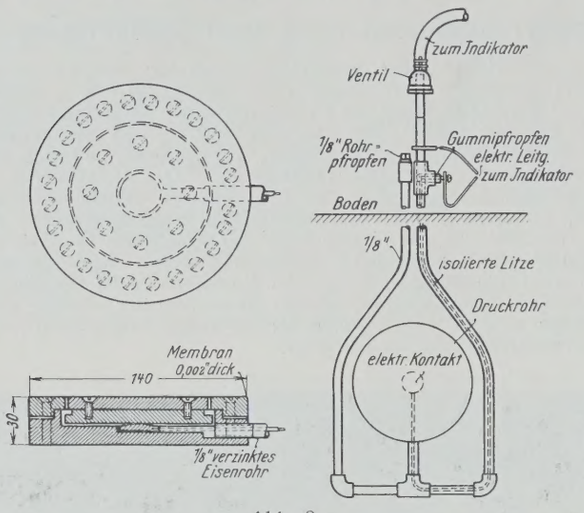


Abb. 3a.

Die ersten planmäßigen Untersuchungen dieser Art sind beim Bau von fünf Staudämmen im Staate Ohio angestellt worden. Sie gehen auf Vorschläge des Ingenieurs Goldbeck[3]) zurück, der eine nach ihm benannte Vorrichtung für Druckmessungen im Innern von Dämmen erfunden hat.

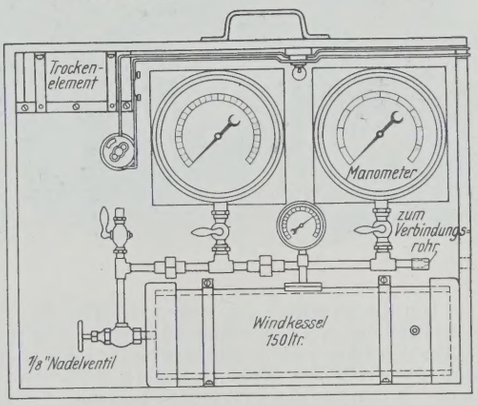


Abb. 3b.

Die Goldbeckzelle (Abb. 3a u. 3b) ist eine flache feste Dose, deren steifer Deckel an den Seitenwänden durch eine elastische Membran allseitig luftdicht angeschlossen ist. Der Deckel berührt einen im Innern der Dose befindlichen Kontakt, durch den ein Schwachstromkreis geschlossen ist. Wird der Deckel um ein geringes, etwa 0,0025 mm vom Kontakt abgehoben, so wird der Stromkreis unterbrochen, und eine in ihn eingeschaltete Glühbirne erlischt. Die Meßzelle wird im Damm versenkt. Wenn der auf die Zelle wirkende Bodendruck gemessen werden soll, wird die Zelle von innen unter allmählich zunehmenden Luftdruck gesetzt und der Luftdruck gemessen, bei dem der Deckel sich vom Kontakt abhebt. Er gibt den gesuchten Bodendruck an. Kompressor, Manometer, Schwachstromquelle und Glühbirne werden außerhalb des Dammes an geeigneter Stelle aufgestellt. Sie stehen mit der versenkten Zelle durch eine Rohrleitung in Verbindung. Eine zweite Rohrleitung stellt eine Verbindung zwischen dieser und der Außenluft her. Sie ist für gewöhnlich geschlossen und dient dazu, etwa in die Dose eingedrungene Feuchtigkeit festzustellen und zu entfernen, wodurch sich eine lästige Fehlerquelle ausschalten läßt.

Umfangreiche Vorversuche in einem 12,5 m hohen Versuchsrohr bewiesen die gute Verwendbarkeit der Zellen für die Zwecke des Spülverfahrens. Sie lieferten außerdem einen Anhalt für die Drücke, mit denen beim Bau der Ohiodämme zu rechnen war, deren Bauvorgang der Füllvorgang im Versuchsrohr nachgebildet wurde.

Bei der Bauausführung dieser Dämme hat sich das Goldbecksche Verfahren als zuverlässiges Mittel zur Überwachung des Baufortganges erwiesen und wertvolle Beobachtungsergebnisse gezeitigt, wenngleich es durch Beschädigungen beeinträchtigt wurde, die die Rohrleitungen im Innern des Dammes beim ungleichen Setzen des Bodens erlitten.

Dieser Mangel konnte beim Bau des Tietondammes vermieden werden. Die vorgesehene Betonkernmauer und die Meßschächte ermöglichten, auf Rohrleitungen im Innern des Bodens für die Goldbeckzellen ganz zu verzichten. Die Zellen zum Messen der Seitendrücke (H_1 bis H_{11}) wurden bündig auf der oberwasserseitigen Oberfläche der Betonmauer, die für die lotrechten Bodendrücke (V_1 bis V_3) auf Konsolen 50 cm vor der Mauer angeordnet (Abb. 4). Das Diagramm Abb. 5 zeigt auszugweise die Ergebnisse von den Seitendruckzellen H_1, H_2, H_3 und H_5. Als Abszissen sind die Druckablesungen, als Ordinaten die jeweiligen Füllhöhen bezw. Beobachtungszeitpunkte aufgetragen. Zum Vergleich ist die Linie des der Höhe des Tümpelwasserspiegels jeweils entsprechenden hydrostatischen Druckes und in angenäherter Darstellung auch die des jeweiligen Bodendruckes eingetragen. Die Bodendrucklinie verläuft, wie zu erwarten, im Anfang tangential zur Seitendrucklinie, die Füllmasse wirkt also im Beginn der Füllung als reine Flüssigkeit. Im späteren Verlauf ist die Lage der Bodendrucklinie unsicher, da sich bei größeren Füllhöhen als 12 m zwischen Wand und Konsole als Folge der fortgeschrittenen Verfestigung der Masse eine Verspannung des Materials bemerkbar machte. Im Diagramm ist die Bodendrucklinie geradlinig als Tangente an dem Anfang der Seitendrucklinie fortgesetzt. Diese Neigung entspricht einem mittleren Raumgewicht der Füllmasse von 1,64 t/m³. Die Untersuchung von Bodenproben, die dem Kern in verschiedener Höhe durch in der Betonkernmauer angeordnete, von den Meßschächten zugängliche 3"-Rohrstutzen entnommen wurden, ergab für die Füllung ein mittleres Raumgewicht von 1,76 t/m³. Daraus geht hervor, daß die in das Diagramm eingetragene Bodendrucklinie im späteren Verlauf noch zu geringe Bodendrücke anzeigt.

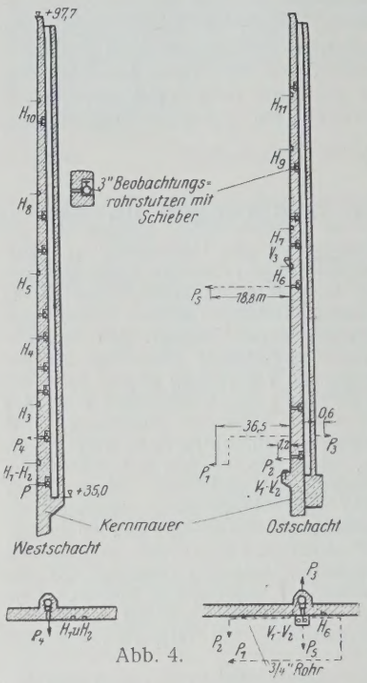


Abb. 4.

Die charakteristische Seitendrucklinie zeigt im Anfang etwas größere Drücke als die hydrostatischen. Bei der ersten Winterunterbrechung nimmt der Druck entsprechend der fortschreitenden Erhärtung stark ab und im Frühjahr entsprechend dem Baufortgang wieder zu. Nach der zweiten

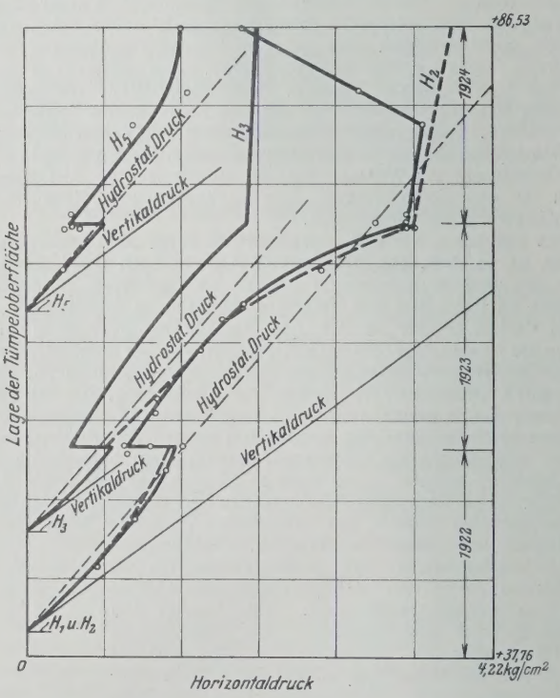


Abb. 5.

Winterunterbrechung tritt keine wesentliche Druckänderung mehr ein. Für die Beziehung zwischen Seitendruck und Bodendruck bestätigen die Beobachtungen am Tietondamm diejenigen der Ohiodämme. Das Dammaterial wirkt nur wenige Wochen als Flüssigkeit. Nach wenigen Monaten schon beträgt der Seitendruck nur noch 50% des Bodendrucks oder weniger. Im allgemeinen ist aus den Beobachtungen auf einen stetigen Verlauf der Verfestigung der Kernmasse zu schließen. Diese Feststellung wurde durch die Untersuchung der bereits erwähnten Bodenproben bestätigt.

[3]) Eng. News-Rec. 1918, S. 758 u. f. Tests to determine pressures due to hydraulic fill dams. By A. W. Goldbeck.

Um die Reibungsbeiwerte für das Sandkiesmaterial, das in den Seitenteilen des Dammes eingebaut wird, festzustellen, wurde am Tietondamm die Vorrichtung nach Abb. 6 verwendet. Ihre Wirkungsweise ist ohne Erläuterungen erkennbar. Der Zeitpunkt der einsetzenden Gleitung wurde durch das Schließen eines Kontaktes und Aufleuchten einer Glühbirne angezeigt. Der feine Sand unmittelbar unterwasserseitig der Kernmauer ergab im Mittel einen Beiwert von 0,51, das Sandkiesgemisch 7,5 m von der Mauer entfernt einen solchen von 0,6. Der Sand wog 1,55 t/m³ und enthielt 7,35 Gewichtsprozente Wasser, das Sandkiesgemisch wog 1,85 t/m³ und enthielt 9,75 % Wasser. Bei Bewertung der Versuchsergebnisse ist zu beachten, daß die verwendete Versuchsvorrichtung kein flächenhaftes Gleiten in einer dünnen Schicht ergibt, sondern teilweise eine Stauchung der Sandmasse herbeiführt.

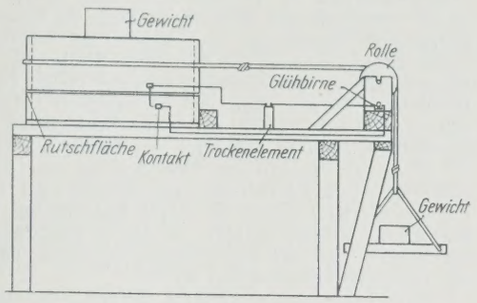


Abb. 6.

Weitere wichtige Beobachtungen gelten der Bewegung der Kernmauer. Die verhältnismäßig dünne Mauer — ihre Stärke beträgt in Gründungshöhe nur 1,5 m und nimmt nach oben stetig um $^1/_{50}$ ihrer Höhe ab — durfte nennenswerten Unterschieden zwischen den auf ihre beiden Seitenflächen wirkenden Drücken nicht ausgesetzt werden. Um zu erreichen, daß die Bewegungen der Mauer nur klein blieben, wobei sie immer in gleicher Richtung, nämlich stromabwärts, gerichtet sein sollten, wurde die Lage der Mauer gegenüber der entwurfsmäßigen täglich, zeitweise halbtäglich gemessen und vor dem Einbringen neuen Betons die Mauer auf die vorgesehene Lage zurückzubringen gesucht. Die beobachtete größte Bewegung eines Mauerpunktes hat 6 cm im ganzen und 0,9 cm an einem Tage betragen. Der Höhenunterschied zwischen den Tümpeloberflächen beiderseits der Mauer schwankte zwischen 0,6 und 1,8 m. An Feiertagen und bei sonstigen Arbeitsunterbrechungen war regelmäßig eine stromabgerichtete Bewegung der Mauer zu beobachten, was auf der Wirksamkeit der größeren Wasserdurchlässigkeit des stromabgerichteten Dammteiles beruht. Aus den Beobachtungen der Mauerbewegung folgt für die Standsicherheit des Dammes unter Wasserlast, daß das Dammaterial unterhalb der Kernmauer hinreichend durchlässig ist, um eingedrungenes Wasser schnell und gefahrlos nach dem Unterwasser abzuführen.

Wichtig für künftige Bauausführungen ist die eindeutige Festlegung der Beschaffenheit des Kernmaterials der ausgeführten Dammbauten. Einige der dem Kern des Tietondammes durch die erwähnten Rohrstutzen entnommenen Bodenproben sind auf ihre Zusammensetzung untersucht worden. Die nachfolgende Tafel zeigt die ermittelten Durchschnittswerte und die Ergebnisse ähnlicher Untersuchungen an den Ohiodämmen. Das Material besteht in beiden Fällen in der Hauptsache aus Mo und Schluff. Der wirksame Korndurchmesser, der durch die Bedingung festgelegt wird, daß das Gesamtgewicht aller Körner mit gleichem oder kleinerem Durchmesser als dem maßgebenden ein Zehntel des gesamten Gewichtes aller Korngrößen betragen soll, liegt für den Tietondammkern etwa bei 0,005 mm, also zwischen den von Terzaghi angegebenen Grenzwerten für grobkörnige Aggregate (0,003 mm) und feinschuppige Aggregate (0,01 mm). Der Bestandteil an Korngrößen unter 0,05 mm, der im Mittel 73 % betrug, schwankte zwischen 29 und 93 %, betrug aber nur bei 2 von 12 Proben weniger als 69 %, woraus auf große Gleichartigkeit des Kernmaterials zu schließen ist. Das mittlere spez. Gewicht der Trockensubstanz ist zu 2,65, das Trockenraumgewicht zu 1,22 t/m³ und das Naßraumgewicht zu 1,76 t/m³ festgestellt. Der mittlere Hohlraumgehalt betrug also 54 %.

Die Konsistenz der Kernmasse wurde durch Kugelfallproben auf die Oberfläche des Sediments monatlich einmal gemessen. Eine eiserne Kugel von 13,6 kg Gewicht und 15,24 cm Durchm. wurde von der Tümpeloberfläche bis an die Oberfläche des Sediments herabgelassen. Als Oberfläche des Sediments wurde die Höhenlage angesehen, in der die Kugel beim Pendeln zum Stillstande kam. Darauf wurde die Kugel fallen gelassen und das Eindringen gemessen. Es beträgt etwa 80 cm. Weiter wurde die Kugel zwölfmal um jeweils 15 cm angehoben und wieder fallen gelassen und das weitere Eindringen festgestellt. Die Kugel sank hierbei um weitere 55 cm ein. Diese Beobachtungen entsprechen den an anderen Dämmen gemachten Feststellungen.

Bodenanalyse des Kornmaterials des Tietondammes und der Ohiodämme.

Korngröße mm	Bezeichnung nach Terzaghi	Tieton %	Ohio %
2,00 — 1,00	sehr grober Sand	0,10	0,00
1,00 — 0,50	grober Sand	0,30	0,10
0,50 — 0,25	mittelkörniger Sand (0,5—0,2)	0,30	0,30
0,25 — 0,10	Feinsand (0,2—0,1)	2,30	3,00
0,15 — 0,05	Grob-Mo	24,10	18,20
0,05 — 0,005	Fein-Mo (0,05—0,02) Grobschluff (0,02—0,006)	62,20	55,90
0,005 — 0,000	Feinschluff (0,006—0,002) und feinere Bestandteile	10,70	22,20

Zum Schluß sind noch unmittelbare Messungen des im Innern des Dammes vorhandenen Wasserdruckes zu erwähnen. An verschiedenen Punkten des Dammes waren im Innern von mit feinem Kies gefüllten Säcken Filter angeordnet, die durch Rohrleitungen mit den Beobachtungsschächten in Verbindung standen. Durch Manometer konnte unmittelbar der am Filter vorhandene Wasserdruck gemessen werden (P, P_1 bis P_5 in Abb. 4). Bei Brunnenpunkt P_3 konnten Drücke nicht abgelesen werden, weil sich ein Wasserdruck nicht einstellte. Hierdurch wurde die günstige Zusammensetzung des Materials unterwasserseitig der Mauer bestätigt. Die Beobachtungen bei Punkt P_1 sind unbrauchbar. Es scheinen sich die Filtersiebe trotz der getroffenen Vorkehrungen zugesetzt zu haben. P_5, unmittelbar oberwasserseitig des Dichtungskernes gelegen, zeigte einen mehr oder weniger mit der Lage der Tümpeloberfläche veränderlichen Druck. Seine Beobachtungen lassen auf ein halbdurchlässiges Material schließen, wie es nach der Lage nahe dem Kern zu erwarten ist. Die übrigen Punkte lagen im Innern des Dichtungskerns. Sie zeigten im Anfang einen Druck etwa gleich dem hydrostatischen; sehr bald nahm der Druck einen für alle vier Punkte fast gleichen konstanten Wert in Höhe eines Druckes von 5 bis 10 m Wassersäule an. Da er sich im weiteren unabhängig von der Lage der Tümpeloberfläche zeigte, so gibt er die Kraft an, mit der das Porenwasser aus dem Kern ausgepreßt wird.

Die vorstehenden Ausführungen zeigen, nach welcher Richtung sich die Beobachtungen bei der Ausführung von Spüldämmen zu bewegen haben. Im einzelnen könnten wohl die Verfahren noch weiter verbessert werden. So müßte die Bodenanalyse durch Bestimmung der Kornform (blättrig oder körnig), durch Feststellung des Druckporenzifferdiagramms und der Beziehung zwischen Poren- und Durchlässigkeitsziffer ergänzt werden. Immerhin aber genügen die angestellten Untersuchungen vollauf, um den Bau ohne Mängel durchführen zu können.

Es erscheint daher unbedenklich, für die großen Dammbauten, die demnächst bei uns zur Ausführung kommen werden — es sei auf die Staudämme bei Ottmachau und an der Sorpe und auf den hohen Damm bei Magdeburg im Zuge des Mittellandkanals verwiesen —, das Spülverfahren ernstlich mit in Erwägung zu ziehen.

Die notwendigen umfangreichen Untersuchungen zur Vorbereitung und Ausführung von Dammbauten werden zweckmäßig einer Zentralstelle für Ingenieurbodenkunde übertragen, die mit den erforderlichen Geräten auszustatten wäre. Es ist zu wünschen, daß eine solche Anstalt so rechtzeitig in Tätigkeit tritt, daß sie bereits für die Vorarbeiten der bezeichneten großen Bauvorhaben zur Verfügung steht. Eine zuverlässige Auswahl des Bauverfahrens, welches technisch und wirtschaftlich am vorteilhaftesten ist, setzt, das beweisen die Erfahrungen Amerikas, Feststellungen voraus, die nur auf planmäßig wissenschaftlichem Wege zu gewinnen sind. Greiff.

Vermischtes.

Internationaler Kongreß für die Materialprüfungen der Technik. Der nächste Kongreß der Interessenten für die Wiederbelebung der internationalen Zusammenarbeit auf dem Gebiete der Materialprüfung wird in Amsterdam in der Woche vom 12. bis 17. September 1927 stattfinden. Das Kongreßbureau befindet sich in Amsterdam, Valckenierstraat 2.

Der Deutsche Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband E. V. veranstaltet am Donnerstag, den 10. Februar, nachm. 5 Uhr pünktlich, im großen Saale des Ingenieurhauses, Berlin, Friedrich-Ebert-Straße 27, einen Vortragsabend. Gäste, auch Damen, sind willkommen. Es sprechen Dr. Ernst Bräuer über „Die Meereswärme als Energiequelle“ und Dipl.-Ing. Alexander Vogt über „Heberanwendungen im Wasserbau“.

Der Ausschuß für Prüfingenieure für Statik hat sich auf Grund des Erlasses des Preuß. Ministers für Volkswohlfahrt vom 3. Dezember 1926 — II. 9. Nr. 486 — (s. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 4, S. 55) endgültig am 15. Januar 1927 gebildet. Gemäß der zu genanntem Erlasse gehörigen Anweisung werden nunmehr Ingenieure aufgefordert, sich schriftlich um die Berufung als Prüfingenieure bei dem Ausschuß zu bewerben. Der Ausschuß ist angewiesen, nur fachlich anerkannte Bauingenieure auszuwählen, die mindestens zehn Jahre lang statische Berechnungen für baupolizeiliche Zwecke angefertigt oder geprüft haben und mit der Praxis in Fühlung stehen. Zu dem Zwecke empfiehlt es sich, daß die Bewerber einen kurzen Lebenslauf beifügen, aus dem im wesentlichen die durch Zeugnisse zu belegende berufliche Ausbildung und Tätigkeit hervorgeht, und ferner eine Bescheinigung der Baupolizeibehörde ihres Wohnsitzes, daß von ihrer Seite Bedenken in persönlicher und sachlicher Hinsicht nicht zu erheben sind. Der Ausschuß hat das Recht, Belege und Nachweise nach weiterem Ermessen zu verlangen. Die Gesuche sind an den Ausschuß für Prüfingenieure für Statik, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, zu richten. Es empfiehlt sich, solche Gesuche bald einzureichen, da die ersten Berufungen um den 1. April d. Js. erfolgen sollen und spätere Bewerbungen unter Umständen vorläufig nicht mehr auf Berücksichtigung rechnen können.

Aus dem preußischen Staatshaushalt für 1927. Einnahmen und Ausgaben gleichen sich aus mit 3 473 438 309 R.-M.

Für Unterhaltungs- und Neubauten aus den Gebieten des Bauingenieur- und Kulturbauwesens erscheinen an dauernden und einmaligen größeren Ausgaben u. a. (sämtliche Summen in Reichsmark):

Domänenverwaltung. Wege-, Brücken-, Schleusen-, Kanal-, Deich- und andere Ufer- und Wasserbauten, die der Domänenverwaltung obliegen, 614 000, Beihilfen zu Wegebauten und Eisenbahngüterhaltestellen, die von wesentlichem Nutzen für die Domänenverwaltung sind, sowie zur Herstellung von Anschlußgleisen auf Domänen 200 000.

Forstverwaltung. Wege- und Brückenbauten sowie Bau und Unterhaltung von Wagen und Eisenbahngüterstellen, die von wesentlichem Nutzen für die Forstverwaltung sind, 14 730 000, Wasserbauten in den Forsten im Forstwirtschaftsjahre 1927 275 000, Kosten für Vorflut (Grabenräumung), Feuer- und Grenzsicherung im Forstwirtschaftsjahre 1927 600 000.

Berg-, Hütten- und Salinenverwaltung. Durchforschung Preußens nach Bodenschätzen und zu wissenschaftlichen Zwecken mittels Bohrungen oder geophysikalischer Methoden 150 000.

Handels- und Gewerbeverwaltung. Kosten bei Vorarbeiten auf dem Gebiete des Hafen-, Brücken- und Fährenbaues 20 000, Unterhaltung der Seehäfen mit Ausschluß der größeren Neubauten und Hauptinstandsetzungen, Unterhaltung und Vervollständigung der Fähren und Brücken an den auf das Reich übergehenden Seestraßen 5 842 230, Unterhaltung der Binnenhäfen, Leinpfade und Wasserleitungen, von Fähren und Brücken an den auf das Reich übergehenden natürlichen Binnenwasserstraßen, mit Ausschluß der größeren Neubauten und Hauptinstandsetzungen 1 129 980, dem Reiche zu erstattende Pauschkosten für die Bearbeitung preußischer Kleinbahnangelegenheiten 610 000, Z. V. für bauwissenschaftliche Zwecke im Hafen- und Brückenbau 1000, Zuschußanteil Preußens an der Unterhaltung des Betriebes einer Schnelldampferlinie Swinemünde—Pillau 90 000, Neubau der Netzebrücke bei Vordamm (Restbetrag) 80 000, Neubau der Allerbrücken bei Rethem und Ahlden und der Leinebrücke bei Bothmer (Ergänzungsbetrag) 137 500, Ausbau von Uferschutzwerken östlich des Hafens Rügenwaldermünde (3. Teilbetrag) 85 700, Ausbau und Verlängerung der Ostmole an der Regamündung bei Ost-Deep (Restbetrag) 79 000, Vertretung bei den Verhandlungen über die Internationalisierung der Ströme 5000, Versuche auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues (Ergänzungsbetrag) 3000.

Landwirtschaftliche Verwaltung. Laufende Ausgaben: Hebung der Fischerei insgesamt 169 500, Unterhaltung von Deichen, Dämmen, Ufern, staatseigenen Entwässerungsanlagen und Liegenschaften einschl. aus besonderen Fonds, ferner von Wasserläufen zweiter und dritter Ordnung und von wasserbaufiskalischen Brücken über diese Wasserläufe 220 000, Unterhaltung der Meliorationsanlagen im Gebiete der Elbumflut bei Magdeburg 23 000, Dünenwesen an der Ostseeküste 25 000, Vorarbeits- und Verwaltungskosten in Kultur- und Deichbauangelegenheiten und Unterstützungen für Wiesenbautechniker sowie aus besonderen Fonds 370 000, für das Moorwesen einschl. der Beihilfen zur Unterhaltung einer Moorversuchsstation in Bremen und der Vergütungen für sechs bei ihr beschäftigte Beamte 180 000, Ausführung des Gesetzes, betreffend Schutzwaldungen und Waldgenossenschaften, sowie Förderung der Wald- und Wiesenkultur überhaupt 60 000, Ausführung des Gesetzes vom 16. September 1899, betreffend Schutzmaßregeln im Quellgebiete der linkseitigen Zuflüsse der Oder in der Provinz Schlesien 3000, Förderung genossenschaftlicher und kommunaler Flußregulierungen und Anlagen zum Einlassen von Flußwasser in bedeichte Flußniederungen 1 600 000, Unterhaltung preußischer Wasserläufe erster Ordnung und ihrer Häfen einschl. der Leinpfade und Wasserleitungen, von Fähren und Brücken über diese Wasserläufe mit Ausschluß der größeren Neubauten und Hauptinstandsetzungen 1 945 000, Unterhaltung von Seeufern und von nicht dem allgemeinen Verkehr dienenden Seewasserstraßen mit Ausschluß der größeren Neubauten und Hauptinstandsetzungen, Unterhaltung und Vervollständigung von Dünen, auch zur Gewährung von Beihilfen hierfür, Beschaffung von Beamtenhäusern nebst Dienstländereien 1 812 440, Abwendung und Bekämpfung der Hochwasser- und Eisgefahr 4100, Unterhaltung der Wege, Brücken und Fähren auf Grund rechtlicher Verpflichtungen des Wegebaufiskus 125 000, Beobachtung der in den Flüssen vorkommenden Wasserstände und Messung der hierbei zum Abfluß gelangenden Wassermengen sowie Feststellung des tatsächlichen Verlaufes der Hochwasserwellen in den preußischen Stromgebieten 52 000, Z. V. für literarische und andere gemeinnützige Zwecke im Fache der Baukunst und Bauwissenschaft 4000.

Ferner einmalige Ausgaben:

Allgemeines: Förderung der Landwirtschaft durch Ausführung von Meliorationen, Umlegungen und Wasserleitungen, Versuche auf dem Gebiete der Kulturtechnik 12 500, Versuche auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues (weiterer Ergänzungsbetrag) 3000.

Provinz Ostpreußen. Beihilfe für die Ausführung von Uferschutzarbeiten an der Samlandküste von Warnicken bis Rauschen 30 000, Neubau der Brücke über den Schimonker Kanal 60 000.

Provinz Brandenburg. Kosten des Vorarbeitenamts für die Durchführung der Wasserwirtschaft für das Elde- und Havelgebiet (2. Teilbetrag) 20 000, Neubau der Straßenbrücke bei Neubrück 150 000, Neubau der Berliner Brücke über den Potsdamer Stadtkanal 126 000, Einrichtung einer Bauabteilung zur Beseitigung der Überschwemmungsgefahr und zu Entwässerungsmaßnahmen der Warthe- und Netzeniederung 30 000, Kosten der Bauabteilung für die Regulierung der Wasserverhältnisse im Gebiete der alten und neuen Dosse und Jäglitz sowie am Rhinkanal 25 000, Neubau der Brücke über das Marwitzer Mühlenfließ im Dorfe Zanzin, Regierungsbezirk Frankfurt, 7400; Neubau der Schleuse Hakenberg (1. Teilbetrag) 100 000.

Provinz Pommern. Herstellung neuer Uferschutzwerke auf dem östlichen Teile der Halbinsel Zingst (3. Teilbetrag) 100 000, Uferschutzbauten bei Damkerort (4. Ergänzungsbetrag) 180 000, Herstellung von Uferschutzwerken vor Henkenhagen (2. Teilbetrag) 100 000, Herstellung eines Uferschutzes von Bauerhufen bis Groß-Möllen, Teil I (1. Teilbetrag), 100 000.

Provinz Sachsen. Neubau der Unstrutbrücke bei Sachsenburg 51 000.

Provinz Schleswig-Holstein. Wiederherstellung des Dammes Oland—Festland (3. Teil- und Restbetrag) 363 000, Sicherung der Halligen Gröde-Appelland und Wiederherstellung des Dammes zwischen den beiden Halligen (5. Ergänzungs- und Restbetrag) 63 000, Sicherung der Hallig Nordmarsch-Langeneß (4. Teil- und Restbetrag) 187 000, Sicherung der Binnenböschung des Sommerdeichs der Hallig Hooge (4. Ergänzungs- und Restbetrag) 128 000, Bau von Steindecken auf der Hallig Hooge (6. Ergänzungsbetrag) 344 000, Bau einer Schutzmauer auf der Insel Helgoland (Restbetrag) 500 000, Sicherung der Hallig Nordstrandischmoor 150 000.

Provinz Hannover. Verstärkung und Erhöhung der Deiche des Ems-Jade-Kanals (Rest- und Ergänzungsbetrag) 108 250, Verlängerung des Dünenschutzwerkes auf der Insel Baltrum um 225 m (Ergänzungs- und Restbetrag) 40 000, Beihilfe zu einem Harzwasserfonds 25 000, Neubau der Fuhsebrücke bei Peine (Regierungsbezirk Hildesheim) und Ablösung der künftigen Unterhaltung 45 000.

Provinz Hessen-Nassau. Betrieb einer Meßstelle für Verdunstungsmessungen auf dem Vorbecken der Edertalsperre (2. Teilbetrag) 1500, Kosten der Bauabteilung für die Regulierung der Lahn und ihrer Zuflüsse (2. Teilbetrag) 20 000.

Rheinprovinz. Beihilfen zu einzelnen Eindeichungen in den durch die letzten Hochwasser besonders schwer geschädigten Gemeinden der Rheinprovinz (2. Teilbetrag) 1 000 000, Beihilfe zur Melioration der Issumer Fleuthniederung im Kreise Geldern von der Mörser Kreisgrenze bis zur Niersmühle bei Schravelen (2. Teilbetrag) 42 250.

Hochwasserabwehr? Nach den letzten schweren Rhein-Hochwassern haben sich wieder viele Berufene und Unberufene mit der Frage beschäftigt, wie man solche Katastrophen in Zukunft verhüten könne. Daß man dabei meist von falschen Voraussetzungen ausgegangen ist, wies, wie die V. D. I.-Nachr. berichtet, am 12. Januar im Kölner Bezirksverein deutscher Ingenieure Ziv.-Ing. Rutsatz an Hand eines erschöpfenden Zahlenmaterials nach. Daß etwa die zunehmende Abholzung der Wälder oder gar die rasche Regenableitung durch die Kanalisation der Städte wesentlichen Einfluß auf die Hochwasser haben könnte, ist irrig; auch in früheren Jahrhunderten sind gleich starke Hochwasser vorgekommen. Auch die Vorschläge, einen Ausgleich durch Bewässerungskulturen zu schaffen, gehen fehl, denn meist treten die Hochwasser gerade dann auf, wenn der Boden ohnehin mit Wasser gesättigt ist.

Die Statistik der Regenfälle, der Schneeschmelzen und der übrigen Wetterverhältnisse vor den großen Hochwassern beweist, daß in allen Fällen nur ein ungünstiges Zusammentreffen der Witterungseinflüsse die Hochwasser verschuldet. Diesen Einflüssen steht man machtlos gegenüber. Es bliebe höchstens noch der Ausweg, die überflutenden Wassermassen durch Speicherung unschädlich zu machen. Nach den Berechnungen von Rutsatz sind das aber ganz ungeheure Mengen; so betrugen z. B. beim Hochwasser 1925/26 die oberhalb der Kölner Rheinwerfthöhe durchströmenden Wassermassen 1839 Mill. m³. Für eine wirksame Speicherung der Hochwassermengen müßten in allen Neben- und Seitentälern Sperren gebaut werden, deren Sperrmauerlängen zusammengerechnet etwa 790 km betragen würden. Das entspricht der Entfernung von Konstanz bis Ruhrort. Ein solcher Plan erscheint deshalb noch weniger durchführbar, weil diese Talsperren die meiste Zeit leer stehen müßten, also nicht zur Krafterzeugung ausgenutzt werden könnten.

Neubauten der Londoner Untergrundbahnen. Am 13. September 1926 ist die Verlängerung der City- und Südlondoner Eisenbahn über ihr bisheriges südliches Ende, die Haltestelle Clapham Common, hinaus in Betrieb genommen worden. Die ganze Neubaustrecke ist 8,4 km lang; davon liegen 7,2 km wie die sonstigen Londoner Untergrundstrecken in einer mit Eisenringen ausgekleideten Tunnelröhre 15 bis 18 m unter der Erdoberfläche. Die neue Endhaltestelle Morden liegt über Tage; die zu ihr führende Rampe ist im offenen Einschnitte hergestellt worden, der dann wieder abgedeckt worden ist. An der Neubaustrecke liegen sieben Haltestellen. Mit Ausnahme von Morden sind sie alle mit Rolltreppen ausgestattet; daneben haben sie für Notfälle eine feste Treppe.

Hinter der Haltestelle Morden ist eine Wagenhalle errichtet worden, die in fünf Buchten 160 Wagen aufnehmen kann. Ferner befindet sich hier eine Halle zum Unterstellen von Kraftwagen, Motor- und anderen Fahrrädern, die es ermöglichen soll, daß Fahrgäste der Untergrundbahn, die in erheblicher Entfernung von der Endhaltestelle wohnen, hier ihre Wagen oder Räder einstellen, während sie die Untergrundbahn benutzen. Die Anlage bedeckt eine Fläche von 5000 m². Die Einrichtung ist für Europa neu, während sie in Amerika bereits wiederholt ausgeführt worden ist. Ähnliche Anlagen sollen, wenn sich diejenige in Morden bewährt, auch an den anderen Endhaltestellen der Untergrundbahn errichtet werden.

Zum Bau der Strecke Clapham Common—Morden wurden 18 Schächte abgeteuft, von denen aus der Tunnel vorgetrieben wurde. Es wurde mit vier Schilden Bauart Greathead, zehn Grabvorrichtungen mit umlaufendem Messer für die freie Strecke und sechs Schilden Bauart Greathead für die Haltestellen gearbeitet. Die gewonnenen Massen wurden auf einem Förderbande in Trichterwagen übergeführt, die von elektrischen Lokomotiven unter die Schächte gefahren und dort an die Erdoberfläche gehoben wurden. Der tägliche Baufortschritt betrug dabei 10,5 m, so daß täglich 20 Tunnelringe zur Auskleidung eingebaut werden konnten. Bei Hand-

arbeit war die Tagesleistung nur vier Ringe. Die gußeiserne Tunnelauskleidung wiegt etwa 60 000 t. Es wurde so genau gearbeitet, daß die von beiden Enden vorgetriebenen Tunnel mit 6 mm wagerechter Abweichung und 9 mm senkrechter Abweichung zusammentrafen. Die Kosten für die neue Untergrundstrecke betrugen etwa 3,5 Mill. Pfd. Sterl.

Außer der Neubaustrecke nach Morden ist bei den Londoner Untergrundbahnen noch der Umbau der Haltestelle Charing Cross und eine neue Verbindung dieser Haltestelle mit Kennington kürzlich fertiggestellt worden. Die Haltestelle Charing Cross lag in ihrer bisherigen Gestalt in einer Endschleife, wurde also von allen Zügen nur in einer Richtung durchfahren und hatte infolgedessen, eine wohl einzigartige Anlage, nur einen Bahnsteig. Dieser ist beim Umbau erhalten geblieben, die Schleife, die bis unter die Themse reichte, ist aber beseitigt worden und an ihre Stelle sind zwei durchgehende Gleise mit einem neuen Bahnsteige getreten. Die Neubaustrecke Charing Cross—Kennington schafft eine Verbindung zwischen der Hampstead-Strecke und der City- und Südlondoner Bahn. Während die vier Millionen Fahrgäste, die alljährlich von einer dieser beiden Strecken auf die andere übergingen, beim Umsteigen einen langen unterirdischen Weg zwischen den verschiedenen Haltestellen unter Charing Cross zurückzulegen hatten, können sie jetzt nach Kennington fahren, wo die Bahnsteige nebeneinander liegen. Hinter dieser Haltestelle sind die beiden Gleise der Neubaustrecke durch eine Umkehrschleife verbunden, die unter den durchgehenden Gleisen der Südlondoner Strecke hindurchgeführt ist. Wkk.

Oberbau- und Brückenverstärkungen bei der Paris-Lyon-Mittelmeerbahn. Abgesehen von den umfangreichen Bauarbeiten zur Einführung elektrischen Betriebes sind bei der Paris-Lyon-Mittelmeerbahn auch auf weiten Strecken Arbeiten zur Verstärkung des Oberbaues und älterer Brücken im Gange. Durch die neuerliche Einführung von Lokomotiven der Bauarten 2 C 1 und 1 D 1 sind die Lasten so erhöht worden, daß ihnen Brücken und Oberbau nicht mehr gewachsen sind. Das Ziel, das bei den Arbeiten am Gleis verfolgt wird, ist eine Verlängerung der Lebensdauer namentlich seiner teuersten Teile, der Schienen und der Schwellen. Hierzu ist eine neue Stoßverbindung eingeführt worden. Während bisher der Abstand der Stoßschwellen, von Mitte zu Mitte Schienenauflager gemessen, etwa 60 cm betrug, sind sie nun bis auf 5 cm lichten Abstand zusammengerückt, wodurch jenes Maß auf 26 cm verringert ist. Die Schienen sind ohne Unterlagplatten durch drei Schrauben, zwei innen und eine außen, auf den Schwellen befestigt, bei denen besonderer Wert darauf gelegt wird, daß sie eine breite, glatte Unterfläche haben. Die Schrauben sitzen in Ausklinkungen der Laschen, die einen breitausladenden unteren Flansch haben. Es hat sich gezeigt, daß die Durchbiegung bei Gleisen dieser neuen Bauart unter dem fahrenden Zug erheblich geringer ist als bei den älteren Gleisen.

Weitere Verbesserung des Oberbaues wird angestrebt durch Erneuerung der Bettung und Verfüllung. Um auch eine bessere Entwässerung zu erzielen, wird dabei das Gleis um etwa 15 cm gehoben, und dann wird neuer Schotter aus an Ort und Stelle vorhandenem Gestein oder Flußkies unter die Schwellen gebracht. Es bedarf allerdings einiger Zeit, ehe ein so behandeltes Gleis unter der Last zur Ruhe kommt, aber man hat festgestellt, daß auf diese Art die Lebensdauer der Gleise erheblich verlängert wird.

Ehe die Arbeiten an den Gleisen in Angriff genommen werden, wird das Gleis mit Hilfe einer selbsttätig aufzeichnenden Vorrichtung, Bauart Hallade, auf seine Lage untersucht. Sie besteht aus drei in zueinander senkrechten Ebenen schwingenden Pendeln, die mit Hilfe eines Schreibstiftes die Unregelmäßigkeiten des Gleises aufzeichnen.

In stark befahrenen Gleisen werden die Gleiskreuzungen aus Manganstahl mit überhöhten Zwangschienen hergestellt. Dadurch wird wesentlich an Unterhaltungsarbeiten gespart.

Auf Neubaustrecken, z. B. auf der Eisenbahn von La Ferté-Hauterive nach Gannat, werden in erheblicher Zahl Eisenbetonschwellen eingelegt. Eisenbeton wird auch verwendet, um ältere Brücken, namentlich solche aus Gußeisen, von denen noch einige vorhanden sind, zu verstärken. Das bedeutendste Bauwerk auf diesem Gebiete, bei dem durch Einhüllen der Glieder in Eisenbeton, Einbau einer Fahrbahn aus diesem Baustoff usw. eine Verstärkung mit gutem Erfolg vorgenommen worden ist, war die Rhônebrücke bei La Voulte.[1]) Während sie im alten Zustande nur mit leichten Lokomotiven und langsam befahren werden durfte, verkehren jetzt auf den über die Brücke führenden Gleisen schwere Lokomotiven der Bauart 2 C 1 mit 45 km/Std. Geschwindigkeit, ohne daß nennenswerte Bewegungen der tragenden Teile auftreten. Der gute Erfolg, der mit der Verstärkung der Brücke bei La Voulte erzielt worden ist, hat Anlaß gegeben, dasselbe Verfahren an einigen anderen Stellen anzuwenden. Dabei wird besonderer Wert darauf gelegt, daß alle Eisenteile, die nicht eingehüllt werden, gut zugänglich bleiben, damit sie jederzeit untersucht werden können und ihr Anstrich bei Bedarf ohne Schwierigkeiten erneuert werden kann.

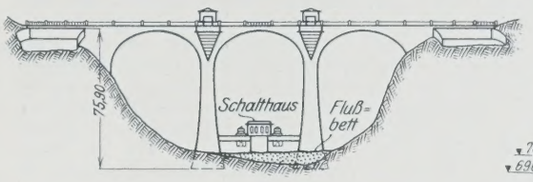
An mehreren Stellen sind Gleiskreuzungen in gleicher Höhe durch Überführungen ersetzt worden. Abgesehen von den betrieblichen Vorteilen sind dadurch auch erhebliche Ersparnisse in der Unterhaltung der Gleisanlagen erzielt worden. Wkk.

Ausführung der Coolidge-Staumauer als Reihenkuppel. Trotz der Bedenken, die sich aus manchen Rückschlägen gegen die aufgelöste Bauart bei Talsperren erklären, haben vor einiger Zeit die Bundesbehörden der V. St. A. auf Vorschlag des Verbandes beratender Ingenieure einen derartigen Entwurf für die Coolidge-Sperre im Gila-Fluß in Arizona in der Nähe der Indianer-Reservation San Carlos zur Ausführung angenommen.

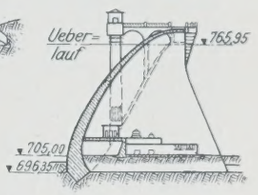
[1]) „Die Bautechnik“ 1925, Heft 3, S. 31.

Man ist damit der in Italien — dem heute neben Nordamerika im Talsperrenbau führenden Lande — herrschenden Anschauung beigetreten, daß Mängel der Bauart oder der Ausführung nichts gegen ein System zu beweisen vermögen, das am richtigen Platze Wirtschaftlichkeit bei bequemer Beaufsichtigung, ausreichender Standfestigkeit und sicherer Gründung ermöglicht und, wie das Beispiel zeigt, noch keineswegs am Ende seiner Entwicklung steht.

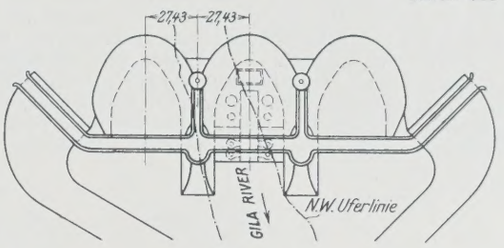
Die Vorarbeiten für Melioration und Hochwasserregulierung der San Carlos Reservation durch Bau einer Staumauer reichen nach Eng. News-Rec., Bd. 96, Heft 21, bereits längere Zeit zurück; das entsprechende Gesetz wurde jedoch erst vor zwei Jahren vom Kongreß verabschiedet. Die in Frage kommende Speichermenge ist mit 1600 Mill. m³ angegeben und soll zur Bewässerung von rd. 400 km² Ländereien bei Florence und Casa Grande dienen, d. h. einen Oberflächenabfluß bis zu 2832 m³/Sek. regeln. An der gewählten Stelle fließt der Gila-Fluß in einer Felsenschlucht von etwa 76 m Tiefe und 180 m Breite in einem Bett, dessen Gestein von dünner Erdschicht bedeckt ist.



Vordersicht.



Querschnitt
durch die mittlere Kuppel.



Grundriß.

Abb. 1 bis 3.

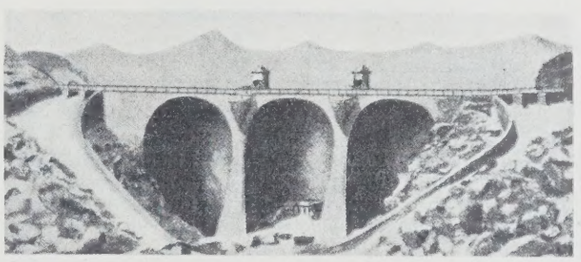


Abb. 4.

Der Entwurf wurde im Bureau Los Angeles der Indianer-Behörde der Vereinigten Staaten von Major C. R. Olberg aufgestellt und sieht nach Abb. 1 bis 3 drei Kuppelgewölbe von je etwa 55 m Spannweite und einer Gesamthöhe von 76 m vor, die sich gegen zwei Mittelpfeiler und zwei in den Felsen der Uferwände eingebaute Widerlager stützen. Bereits ein Jahr früher hatte der Leiter der genannten Bundesbehörde die bekannten amerikanischen Talsperrenbauer Hill und Noetzli mit Vorarbeiten betraut, die daraufhin Entwürfe für die Ausführung als Schwergewichtmauer, Bogensperre, Gewölbereihenmauer, Reihenkuppel und Steinschüttung ausgearbeitet hatten. Ein Vergleich dieser Entwürfe führte weiterhin zu dem Vorschlag einer wahlweisen Ausschreibung als Schwergewichtmauer, Gewölbereihenmauer oder Reihenkuppel, von deren Ergebnis die endgültige Entscheidung für eine der drei Bauarten abhängig gemacht werden sollte. Man hat sich an der maßgebenden Stelle jedoch kürzlich für die Ausführung des letztgenannten Systems entschlossen und Generalmajor W. C. Langfitt und J. J. Wiley mit seiner Prüfung betraut, die mit geringen Änderungen den vorerwähnten, von der Behörde aufgestellten Entwurf genehmigten. Er umfaßt als einen Teil der Stauanlage ein Wasserkraftwerk zur Ausnutzung der gespeicherten Energiemengen.

Die besprochene Bauart unterscheidet sich von der der gewöhnlichen Gewölbereihenmauer durch die große Spannweite der Gewölbe und durch deren kuppelförmige Ausgestaltung, die aus den Abbildungen, besonders auch aus der Gesamtansicht Abb. 4 ersichtlich ist. Ki.

Zuschriften an die Schriftleitung.

„Schwerer Bauunfall bei Darmstadt.“

Unter vorstehender Überschrift hat Herr Oberbaurat Steinberger (Darmstadt) in der „Bautechnik“ 1926, Heft 47, einen Aufsatz veröffentlicht, der so viele Unrichtigkeiten enthält, daß ihn der Unterzeichnete, der von der Bauherrschaft mit der Untersuchung des Unglücksfalles als Sachverständiger beauftragt war, nicht unwidersprochen lassen kann.

Zunächst ist festzustellen, daß schon die im 1. Absatz erwähnte angeblich „durch den Befund klar erwiesene Tatsache", daß „das Betonfundament beim Umkippen des Mastes auf der einen Seite aus dem Boden herausgehoben, dagegen auf der anderen Seite hinabgedrückt" worden sei, gar keine „Tatsache" ist, weil der wahre Befund ganz anders war. Abb. 1 stellt die Sachlage dar und zeigt, daß der untere verbreiterte Teil des Fundamentblockes in der Erde unverrückt fest geblieben ist; nur der aufgehende schmälere Teil des Fundamentblockes wurde abgetrennt und in eine um etwa 20° geneigte Lage gehoben. Von einem „Hinabdrücken" kann also nicht gesprochen werden. Die genaue Lage des in der Erde gebliebenen Teils wurde nach Abräumung des darüberliegenden Blockes durch Nivellement einwandfrei festgestellt, so daß hierüber kein Zweifel bestehen kann. Ebenso ist festgestellt, daß die im vorletzten Absatz auf S. 702 („Die Bautechnik" 1926, Heft 47) ausgesprochene Vermutung, daß „die Platte am Absatz bei x (nach der dort gegebenen Abb. 6) gebrochen" sei, hinfällig ist.

Die Behauptung, daß „der hochgehobene, d. h. aufgekippte Betonkörper des Fundamentes" zurückfiel, „als die äußeren Eckgurtungen sich aus dem Beton nach Sprengung der Vernietung herausgezogen haben" und daß sich der Block erst dann „in der Ebene der inneren Mastversteifung" gespalten hätte, ist ebenfalls unzutreffend. Ein „Zurückfallen des Betonkörpers" hat überhaupt nicht stattgefunden. Der ganze Vorgang dürfte vielmehr in der Reihenfolge vor sich gegangen sein, die durch die in Abb. 1 eingetragene Numerierung der Schnitte angedeutet ist. Zuerst ist ein Riß entlang der Fuge I—I entstanden, dann hat sich der Block entlang II—II abgetrennt. Auf diese Weise war der Fundamentkörper in zwei Teile geteilt, von denen der untere in der Erde festgeblieben, der obere dagegen in die geneigte Lage (Abb. 1) gekommen ist. Als diese Lage erreicht war, haben die auf Zug beanspruchten Ständer des Mastes die Betondeckschicht bei III—III abgesprengt, die Schrauben (und nicht Nietverbindungen) mit den Füllstäben sind gerissen, worauf sich der Mast um den Punkt A drehte und umfiel. (Die Lösung der Schraubenverbindungen mit dem wagerechten Versteifungsrahmen, der in der Grundplatte liegengeblieben ist, muß schon unmittelbar nach Zustandekommen von Riß I—I stattgefunden haben.) Der aufgehobene Blockteil wurde durch die sofort eindringenden Erdmassen am Zurückfallen verhindert.

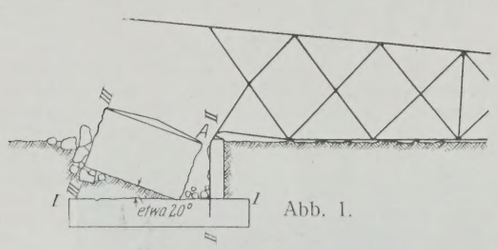


Abb. 1.

Abb. 2.

Auch die schematische Form des Mastes war nicht so, wie Herr Steinberger in Abb. 4 auf S. 701 der „Bautechnik" angegeben hat, sondern so, wie sie Abb. 2 zeigt. Nach Abb. 4 könnte man ja nur vier Leitungen an dem Mast befestigen, Herr Steinberger spricht aber selbst von sechs Leitungen.

Die Behauptung, daß die „sechs Leitungen auf den weit auskragenden Armen des Mastes nach der einen Seite der Leitungsrichtung lose aufgelegt waren", bedarf ebenfalls einer Erwiderung. Bei „losem Auflegen" kann überhaupt kein Leitungszug ausgeübt werden. Ein in der Luft hängendes Seil muß an seinen Enden festgehalten werden, weil es sonst infolge seines Eigengewichtes einfach wegrutschen würde.

Bei den Masten einer Freileitung sind grundsätzlich zwei Gruppen zu unterscheiden: 1. Tragmaste, die, abgesehen von Wind, nur lotrechte Kräfte aufzunehmen haben, und 2. Abspannmaste, die außer dem Seilgewicht auch einen Teil vom Seilzug oder u. U. den vollen Seilzug aufnehmen müssen. Je zwei Abspannmaste begrenzen ein Spannfeld. Die Seilmontage[1]) geschieht bei so großen Leitungen wie der vorliegenden in den einzelnen Spannfeldern in der Weise, daß das Seil an dem einen Abspannmast befestigt und gegen den anderen gezogen wird. Über die Tragmaste hinweg wird das Seil mit Hilfe von leicht drehbaren Rollen geführt, die an den Traversen aufgehängt sind und, abgesehen von einer geringen Reibung, keinen wagerechten Widerstand leisten. Wird mit dem Seil das andere Ende des Spannfeldes, also der nächste Abspannmast, erreicht, so wird das Seil durch Anziehen — in Abhängigkeit von der jeweiligen Temperatur — auf Durchhang eingeregelt. Der Durchhang gleicht sich zwischen den einzelnen Tragmasten im ganzen Spannfelde verhältnismäßig rasch aus, da sich die Rollen mit dem Seil fast widerstandslos verdrehen. Ist die gewünschte Lage des Seiles erreicht, so werden die Montagerollen durch Isolatorenketten ersetzt, und die Seile werden an den einzelnen Tragmasten festgeklemmt. Dieser Zustand war im fraglichen Spannfelde gegen „b" (nach Abb. 5 auf S. 701) bereits erreicht, während gegen „a" die Seile noch in den Rollen hingen. Fünf davon waren zur Zeit des Unglücks bereits eingeregelt, bei dem sechsten fehlten noch etwa 1,5 m am Durchhang. Auf diese Weise ist zu erklären, warum die Tragmaste gegen „b" alle beschädigt wurden (s. Abb. 7 u. 8 auf S. 702), während sie gegen „a" unbeschädigt geblieben sind. Auf den letzteren Tragmasten, nicht aber auf dem umgefallenen Abspannmast, waren die Seile in der Tat „lose aufgelegt". Herr Steinberger hat also den Montagevorgang mißverstanden.

Der Höchstwert der Kraft H (Abb. 5, S. 701) beträgt rechnerisch für den ungünstigsten Belastungsfall 39 200 kg. Dieser Belastungsfall tritt aber nur bei vereisten Seilen und bei $-5°$ Lufttemperatur auf, bei gleichzeitigem Winde von 150 kg/m² quer zur Richtung a—b, wie es der Pfeil von H in Abb. 5 auf S. 701 andeutet. Zur Zeit des Unfalles war aber die Lufttemperatur etwa $+20°$, und es herrschte fast völlige Windstille, so daß H nur etwa 21400 kg, also nur rd. 55% seines Höchstwertes betragen hat. Daß „die Leitungsdrähte zur Zeit des Unfalles nicht angespannt" waren, ist also ebenfalls unzutreffend — es wäre ja dann $H = 0$ gewesen —, die Seile haben — abgesehen von dem einen noch nicht ganz eingeregelten Seil — ihre volle Spannung gehabt, die der vorhandenen Temperatur entsprach.

Die von dem Werte H ausgehenden Berechnungen des Herrn Steinberger auf S. 702 sind durchweg unrichtig. Der Hebelarm a ist dort nach Abb. 6, S. 702 mit 12 m eingesetzt, während tatsächlich die Höhe der mittleren Traverse über Fundamentsohle 33 m betragen hat, in welcher Höhe der aus den Leitungszügen allein sich ergebende Spitzenzug (ohne Wind) angreift. Für den Größtwert von H ist $a = 31{,}7$ m. Die weiteren Zahlenangaben, so z. B. das Fundamentgewicht und die Fundamentbreite, sind ebenfalls weit von den wirklichen Werten entfernt. Auch in ihrem grundlegenden Aufbau kann der Berechnung nicht zugestimmt werden. In der von Herrn Steinberger angeführten Schrift von Dr.-Ing. Fröhlich ist gerade diejenige Rechenart als „für die Berechnung von Blockfundamenten nicht verwendbar" bezeichnet, die Herr St. in seinem Aufsatze anwendet. Dr.-Ing. Fröhlich kommt auf S. 29 seines Buches zu dem Ergebnis, daß die nach der Mohrschen Formel berechnete „Kantenpressung nicht als ein Maßstab für die Standsicherheit von Fundamenten angesehen werden kann". Herr St. benutzt aber diese Formel, die auf den passiven Erddruck keine Rücksicht nimmt und bei flachen, wenig eingegrabenen Fundamenten eine größere Standsicherheit vortäuscht, als bei solchen, die mehr in die Tiefe reichen. Die Grundlage der Fröhlichschen Theorie bildet die Berücksichtigung des passiven Erddruckes, als eines wesentlichen Gleichgewichtsfaktors, so daß bei dem Fröhlichschen, von den Behörden allgemein anerkannten Verfahren ein solcher Nachweis der Kippsicherheit, wie ihn Herr St. führt (als ob überhaupt kein Erddruck vorhanden wäre), nicht in Frage kommt.

Der Befund nach dem Unfall bestätigt, daß der passive Erddruck tatsächlich wirksam war, denn der in der Erde gebliebene Teil hat sich bei dem Vorgange vollkommen unbeweglich verhalten.

Darmstadt, November 1926. Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel.

Neuer Erdrutsch bei Rosengarten. Von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Reichsbahn-Direktion Osten erhalten wir folgendes Schreiben vom 19. Januar 1927:

Zu der Notiz in der „Bautechnik" 1926, Heft 55, S. 843 und zu der Fußnote im Jahrgang 1927, Heft 3, S. 33 teilen wir ergebenst mit, daß die Rutschung vom November 1926 nicht in Zusammenhang mit der Rutschung vom Dezember 1925 steht. Es handelt sich um eine Rutschung, wie sie bei Bauarbeiten in ungünstiger Jahreszeit häufig eintreten. Damals hatte es fast 30 Stunden ununterbrochen geregnet.

gez. Guttstadt.

Personalnachrichten.

Preußen. Zu Oberregierungs- und -bauräten sind ernannt worden: die Regierungs- und Bauräte Theuerkauf bei der Oderstrombauverwaltung in Breslau, Pigge bei der Wasserstraßendirektion in Hannover, Dr.-Ing. Buchholz bei der Rheinstrombauverwaltung in Koblenz, Baertz bei der Kanalbauabteilung Essen der Wasserbaudirektion in Münster i. Westf. und Piper bei der Wasserbaudirektion in Münster i. Westf.

Regierungsbauratstellen der Besoldungsgruppe A 12 sind verliehen worden den Regierungsbauräten Kuwert, Vorstand des Wasserbauamts in Münster i. Westf., Georg Braun, Vorstand des Wasserbauamts in Fürstenwalde a. d. Spree, und Wulkow, Vorstand des Wasserbauamts in Frankfurt a. Main.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Eberhard Fischer, Kurt Weyand (Wasser- und Straßenbaufach).

Aus dem Staatsdienst ausgeschieden: der Regierungsbaurat (W.) Otto Braun in Swinemünde infolge Übertritts in den Reichsdienst als Oberregierungsbaurat beim Reichskanalamt in Kiel.

Gestorben: der Baurat i. R. Georg Thomany in Berlin, früher Vorstand des Wasserbauamts in Lauenburg a. d. Elbe.

[1]) Näheres hierüber s. den Aufsatz von G. Malamud, Montage von 220- und 380-kV-Leitungen, A. E. G.-Mitteilungen 1927, Heft 1, S. 11.

INHALT: Ergebnis des engeren Ausschreibens zur Erlangung von Entwürfen für den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim zum Ersatz der Schiffbrücke. (Fortsetzung.) — Lagerung der Gleisschienen auf Eisenbahnbrücken. — Versuche über das Widerstandsmoment eiserner Spundbohlen Bauart Larssen mit zusammengepreßtem Schloß. (Schluß.) — Neuere amerikanische Erfahrungen im Bau von Talsperrendämmen nach dem Spülverfahren. — Vermischtes: Internationaler Kongreß für die Materialprüfungen der Technik. — Deutscher Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband E. V. — Ausschuß für Prüfingenieure für Statik. — Aus dem preußischen Staatshaushalt für 1927. — Hochwasserabwehr? — Neubauten der Londoner Untergrundbahnen. — Oberbau- und Brückenverstärkungen bei der Paris-Lyon-Mittelmeerbahn. — Ausführung der Coolidge-Staumauer als Reihenkuppel. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang — BERLIN, 11. Februar 1927. — Heft 7

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Berechnung von Raumfachwerken.

Von **L. Geusen** in Dortmund.

I.

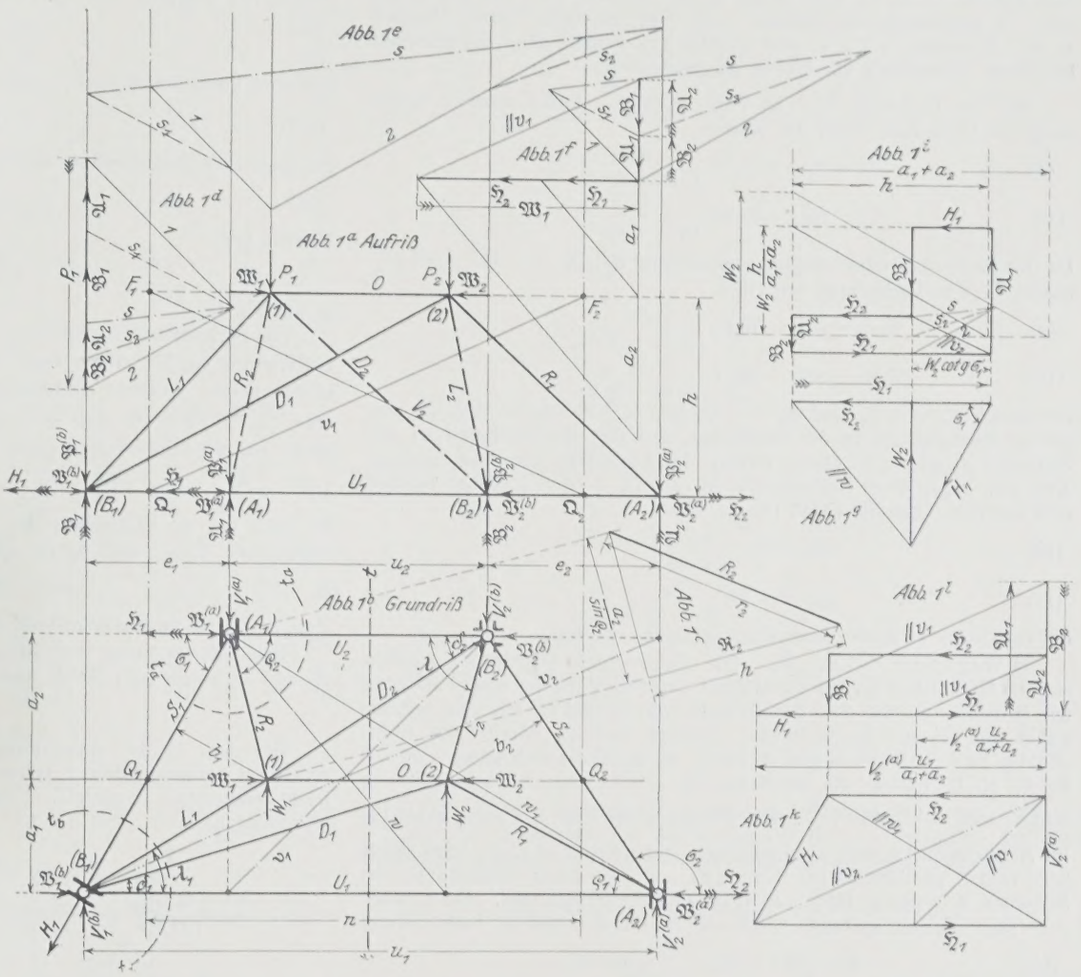
Das in Abb. 1 dargestellte abgewalmte Satteldach stellt ein Zimmermannsches Raumfachwerk dar, bei dem das obere Grundfachwerk in eine gerade Linie ausgeartet ist; es hat $K = 6$ Knotenpunkte, $s = 11$ Stäbe und $n = 7$ Auflagerbedingungen (4 lotrechte Stützdrücke $\mathfrak{A}_1, \mathfrak{A}_2, \mathfrak{B}_1, \mathfrak{B}_2$ und 3 wagerechte Stützdrücke $H_1, \mathfrak{H}_1, \mathfrak{H}_2$), ist daher statisch bestimmt. Die Belastungen der oberen Knotenpunkte seien P (lotrecht), W und $\mathfrak{W}$ (wagerecht), die der unteren $\mathfrak{P}$ (lotrecht), V und $\mathfrak{V}$ (wagerecht). Die Spannkraft eines Schrägstabes z. B. R_2 (Abb. 1c) wird in eine lotrechte Seitenkraft $\mathfrak{R}_2 = R_2 \frac{h}{r_2}$ und in eine wagerechte, mit der Grundrißprojektion zusammenfallende Seitenkraft $\mathfrak{R}_2 \frac{a_2}{h \sin \varrho_2}$ zerlegt, wo h die Höhe des Fachwerks, r_2 die wirkliche Stablänge, ϱ_2 der im Grundriß gemessene Winkel zwischen dem Unterringstab U_2 und der Grundrißprojektion $\frac{a_2}{\sin \varrho_2}$ des Stabes ist; diese Zerlegung wird im Schnittpunkt des betr. Stabes mit der Grundrißebene ausgeführt, also z. B. für R_2 im Punkte A_1.

Ist der Knotenpunkt (1) nicht belastet, so ergibt sich die Spannkraft $\mathfrak{L}_1 = 0$, weil die übrigen in (1) zusammentreffenden Stäbe O, R_2 und D_2 in ein und derselben Ebene liegen; ebenso wird $\mathfrak{L}_2 = 0$, wenn der Knotenpunkt (2) unbelastet ist. Führt man um Punkt (1) einen Schnitt, der die vier Stäbe L_1, O, R_2 und D_2 trifft, so ergibt die Bedingung $\Sigma M = 0$ für U_2 als Drehachse die Gleichung $\mathfrak{L}_1 (a_1 + a_2) + P_1 a_1 - W_1 h = 0$, daher

$$(1) \qquad \mathfrak{L}_1 = - \frac{P_1 a_2 - W_1 h}{a_1 + a_2}.$$

Ganz ebenso ergibt sich

$$(2) \qquad \mathfrak{L}_2 = - \frac{P_2 a_1 + W_2 h}{a_1 + a_2}.$$



1. Belastung der oberen Knotenpunkte.

Berechnet man die Spannkraft im Unterringstab S_1 einmal für den Schnitt t_a—t_a um den Auflagerpunkt A_1 (Abb. 1b) und dann für den Schnitt t_b—t_b um den Auflagerpunkt B_1, so ergeben sich die Gleichungen[1])

$$S_1 + \mathfrak{R}_2 \frac{a_2}{h \sin \varrho_2} \frac{\sin \varrho_2}{\sin \sigma_1} = 0$$

und

$$S_1 - H_1 + \mathfrak{L}_1 \frac{a_1}{h \sin \lambda_1} \frac{\sin \lambda_1}{\sin \sigma_1} + \mathfrak{D}_1 \frac{a_1}{h \sin \delta_1} \frac{\sin \delta_1}{\sin \sigma_1} = 0,$$

die mit $\mathfrak{R}_2 + \mathfrak{A}_1 = 0$ und $\mathfrak{L}_1 + \mathfrak{D}_1 + \mathfrak{B}_1 = 0$ in

$$(3) \qquad S_1 = \mathfrak{A}_1 \frac{a_2}{h \sin \sigma_1} = \mathfrak{B}_1 \frac{a_1}{h \sin \sigma_1} + H_1$$

übergehen; es folgt daher

$$(4) \qquad \mathfrak{A}_1 a_2 - \mathfrak{B}_1 a_1 = H_1 h \sin \sigma_1.$$

Ebenso ergeben sich für die Spannkraft S_2 die Werte

$$(5) \qquad S_2 = \mathfrak{A}_2 \frac{a_1}{h \sin \sigma_2} = \mathfrak{B}_2 \frac{a_2}{h \sin \sigma_2},$$

aus denen

$$(6) \qquad \mathfrak{A}_2 a_1 - \mathfrak{B}_2 a_2 = 0$$

folgt. Schneidet der verlängerte Obergurtstab O in Grundriß die Stäbe S_1 und S_2 in Q_1 und Q_2, so ist für $Q_1 Q_2$ als Drehachse das Moment der beiden Stützdrücke $\mathfrak{A}_2$ und $\mathfrak{B}_2$ nach Gl. 6 gleich Null, das der beiden Stützdrücke $\mathfrak{A}_1$ und $\mathfrak{B}_1$ aber nach Gl. 4 gleich $H_1 h \sin \sigma_1$, wobei diejenigen Momente positiv eingeführt sind, die, im Sinne der wachsenden Knotenpunktziffern gesehen, um die betreffende Achse im Sinne des Uhrzeigers drehen. Trennt man das Fachwerk durch den Schnitt t—t in zwei Teile, so ergibt daher die Bedingung $\Sigma M = 0$ für $Q_1 Q_2$ als Drehachse am linken Teil die Gleichung

$$(I) \qquad - \mathfrak{D}_1 a_1 - \mathfrak{D}_2 a_2 - W_1 h + H_1 h \sin \sigma_1 = 0$$

und am rechten Teil

$$(II) \qquad + \mathfrak{D}_1 a_1 + \mathfrak{D}_2 a_2 + W_2 h = 0,$$

daher

$$(7) \qquad H_1 = \frac{1}{\sin \sigma_1} (W_1 + W_2),$$

eine Gleichung, die sich auch unmittelbar im Grundriß aus der Bedingung $\Sigma H = 0$ ergibt. Daher wird nach Gl. 4 u. 7:

$$(8) \qquad \mathfrak{A}_1 a_2 - \mathfrak{B}_1 a_1 = (W_1 + W_2) h.$$

Daraus folgt, daß für die lotrechte Belastung P sowie für die wagerechte Belastung $\mathfrak{W}$ die Gleichung $\mathfrak{A}_1 a_2 - \mathfrak{B}_1 a_1 = 0$ erfüllt ist, d. h. daß die Resultierende aus $\mathfrak{A}_1$ und $\mathfrak{B}_1$ durch den Punkt Q_1 geht, während die Resultierende aus $\mathfrak{A}_2$ und $\mathfrak{B}_2$ für alle Belastungen durch den Punkt Q_2 geht. Danach können die Stützdrücke leicht zeichnerisch wie folgt bestimmt werden.

a) Lotrechte Last P_1. Man zerlegt (Abb. 1d) die Kraft P_1 nach den beiden beliebigen Richtungen 1 und 2, bestimmt im Seileck (Abb. 1e) die Schlußlinie s als Verbindungslinie der Schnittpunkte der Seilseiten 1 und 2

[1]) Vergl. des Verfassers „Beitrag zur Berechnung räumlicher Fachwerkträger“ in der Zeitschrift für Bauwesen 1923, Heft 1/3.

mit den Lotrechten durch Q_1 und Q_2 und darauf die Schlußlinien s_1 und s_2 zwischen $\mathfrak{A}_1\,\mathfrak{B}_1$ und $\mathfrak{A}_2\,\mathfrak{B}_2$; die Parallelen zu s_1, s und s_2 schneiden im Krafteck (Abb. 1 d) die gesuchten lotrechten Stützdrücke aus. Wagerechte Stützdrücke treten nicht auf; denn H_1 ist nach Gl. 7 gleich Null; daher muß auch $\mathfrak{H}_1 = \mathfrak{H}_2 = 0$ sein, weil sonst die Bedingung $\Sigma M = 0$ für das Fachwerk als Ganzes im Grundriß nicht erfüllt wäre.

b) Wagerechte Last $\mathfrak{W}_1$. Zerlegt man im Grundriß (Abb. 1 b) $\mathfrak{W}_1$ parallel und rechtwinklig zu S_1 in die Seitenkräfte $\mathfrak{W}_1 \cos\sigma_1$ und $\mathfrak{W}_1 \sin\sigma_1$, so liefert die Bedingung $\Sigma M = 0$ für S_1 als Drehachse mit $n = Q_1\,Q_2 = \dfrac{u_1\,a_2 + u_2\,a_1}{a_1 + a_2}$ die Gleichung $(\mathfrak{A}_2 + \mathfrak{B}_2)\,n \sin\sigma_1 - \mathfrak{W}_1 \sin\sigma_1\,h = 0$, daher $\mathfrak{A}_2 + \mathfrak{B}_2 = \mathfrak{W}_1 \dfrac{h}{n}$. Bestimmt man daher im Aufriß die Schnittpunkte $\mathfrak{D}_1$ und F_2 der Lotrechten durch Q_1 und Q_2 mit dem Unter- und Oberring, so führt die Zerlegung der Kraft $\mathfrak{W}_1$ (Abb. 1 f) nach der lotrechten Richtung und parallel zu $\mathfrak{D}_2 F_2$ unmittelbar zu der Summe $\mathfrak{A}_2 + \mathfrak{B}_2$, die wegen $\Sigma V = 0$ gleichzeitig die Summe $-(\mathfrak{A}_1 + \mathfrak{B}_1)$ darstellt. Durch Parallele zu den Seilseiten 1, 2, s, s_1 und s_2 (Abb. 1 e) werden dann die einzelnen lotrechten Stützdrücke unmittelbar ausgeschnitten.

Aus der Gleichung $\mathfrak{A}_2 + \mathfrak{B}_2 = (\mathfrak{W}_1 - \mathfrak{W}_2)\dfrac{h}{n}$ findet man in Verbindung mit Gl. 6 auch leicht die Werte

$$\mathfrak{A}_2 = (\mathfrak{W}_1 - \mathfrak{W}_2)\,h\,\frac{a_2}{u_1\,a_2 + u_2\,a_1}, \tag{9}$$

$$\mathfrak{B}_2 = (\mathfrak{W}_1 - \mathfrak{W}_2)\,h\,\frac{a_1}{u_1\,a_2 + u_2\,a_1}. \tag{10}$$

Da sich für S_2 als Drehachse ganz entsprechend $\mathfrak{A}_1 + \mathfrak{B}_1 = -(\mathfrak{W}_1 - \mathfrak{W}_2)\dfrac{h}{n}$ ergibt, folgt in Verbindung mit Gl. 8

$$\mathfrak{A}_1 = -(\mathfrak{W}_1 - \mathfrak{W}_2)\,h\,\frac{a_1}{u_1\,a_2 + u_2\,a_1}, \tag{11}$$

$$\mathfrak{B}_1 = -(\mathfrak{W}_1 - \mathfrak{W}_2)\,h\,\frac{a_2}{u_1\,a_2 + u_2\,a_1}. \tag{12}$$

Da danach $\mathfrak{A}_2 = -\mathfrak{B}_1$ und $\mathfrak{A}_1 = -\mathfrak{B}_2$ ist, so hat man in Abb. 1 f eine scharfe Zeichenprobe in der Bedingung, daß sich die Parallelen zu den Seilseiten s_1 und s_2 in einem Punkte der Lotrechten schneiden müssen. Von den wagerechten Stützdrücken ist nach Gl. 7 $H_1 = 0$; daher ergeben sich aus dem Grundriß (Abb. 1b) die Werte

$$\mathfrak{H}_1 = \mathfrak{W}_1\,\frac{a_1}{a_1 + a_2}, \tag{13}$$

$$\mathfrak{H}_2 = -\mathfrak{W}_1\,\frac{a_2}{a_1 + a_2}, \tag{14}$$

die nach Abb. 1 f zeichnerisch leicht gefunden werden.

c) Wagerechte Last W_2. Die wagerechten Stützdrücke ergeben sich im Grundriß (Abb. 1 g) unmittelbar unter Verwendung einer Parallelen zur Hilfslinie w, die den Schnittpunkt von $\mathfrak{H}_1$ und H_1 mit dem Schnittpunkt von W_2 und $\mathfrak{H}_2$ verbindet. Zerlegt man W_2 parallel und rechtwinklig zu S_1 in $W_2 \sin\sigma_1$ und $W_2 \cos\sigma_1$, so ergibt die Bedingung $\Sigma M = 0$ für S_1 als Drehachse die Gleichung $(\mathfrak{A}_2 + \mathfrak{B}_2)\,n \sin\sigma_1 + W_2 \cos\sigma_1\,h = 0$, also $\mathfrak{A}_2 + \mathfrak{B}_2 = W_2 \operatorname{cotg}\sigma_1 \dfrac{h}{n}$. Die Zerlegung der Kraft $W_2 \operatorname{cotg}\sigma_1$ (Abb. 1 g) im Aufriß (Abb. 1 i) nach der Lotrechten und parallel zu $\mathfrak{D}_2 F_1$ führt daher wie vorher unmittelbar zur Summe $\mathfrak{A}_2 + \mathfrak{B}_2$, die durch Parallele zu den Seilseiten 2, s und s_2 (Abb. 1 e) in $\mathfrak{A}_2$ und $\mathfrak{B}_2$ zerlegt wird. Da $\mathfrak{A}_1 + \mathfrak{B}_1 = -(\mathfrak{A}_2 + \mathfrak{B}_2)$ ist, so ergeben sich aus Gl. 6 u. 8 leicht die beiden Werte

$$\mathfrak{A}_1 = (W_1 + W_2)\,\frac{h}{a_1 + a_2} - \mathfrak{B}_2, \tag{15}$$

$$\mathfrak{B}_1 = -(W_1 + W_2)\,\frac{h}{a_1 + a_2} - \mathfrak{A}_2. \tag{16}$$

Legt man daher im Aufriß (Abb. 1 i) durch den Trennungspunkt von $\mathfrak{A}_2$ und $\mathfrak{B}_2$ eine Lotrechte und eine Wagerechte, trägt lotrecht W_2, wagerecht aber h und $a_1 + a_2$ ab, so führt die in Abb. 1 i angegebene Konstruktion unmittelbar zu den Werten $\mathfrak{A}_1$ und $\mathfrak{B}_1$.

Nach Bestimmung der Stützdrücke können die Spannkräfte, von A_1 und A_2 aus beginnend, durch einfache Kräftezerlegung gefunden werden.

2. Belastung der unteren Knotenpunkte.

Die lotrechten Lasten $\mathfrak{P}$ werden unmittelbar von den Stützpunkten aufgenommen. Die in A_1 und B_1 angreifenden wagerechten Lasten V und $\mathfrak{V}$ sowie die in A_1 und B_2 angreifenden Lasten $\mathfrak{V}$ werden entweder unmittelbar oder aber unter alleiniger Beanspruchung der Unterringstäbe U von den Auflagern aufgenommen. Nur die in A_2 und B_2 angreifenden Lasten $V_2^{(a)}$ und $V_2^{(b)}$ beanspruchen alle Stäbe des Raumfachwerkes (außer L_1 und L_2). Die Gl. 3 u. 4 behalten ihre Gültigkeit; an Stelle der Gl. 5 tritt die leicht abzuleitende Gleichung

$$S_2 = \mathfrak{A}_2\,\frac{a_1}{h \sin\sigma_2} - \frac{V_2^{(a)}}{\sin\sigma_2} = \mathfrak{B}_2\,\frac{a_2}{h \sin\sigma_2} - \frac{V_2^{(b)}}{\sin\sigma_2}, \tag{17}$$

aus der

$$\mathfrak{A}_2\,a_1 - \mathfrak{B}_2\,a_2 = \left[V_2^{(a)} - V_2^{(b)}\right] h \tag{18}$$

folgt. Für den Schnitt t—t ergeben sich wie vorhin die Gleichungen

$$-\mathfrak{D}_1\,a_1 - \mathfrak{D}_2\,a_2 + H_1\,h \sin\sigma_1 = 0$$
$$+\mathfrak{D}_1\,a_1 + \mathfrak{D}_2\,a_2 - \left[V_2^{(a)} - V_2^{(b)}\right] h = 0,$$

daher

$$H_1 = \frac{1}{\sin\sigma_1}\left[V_2^{(a)} - V_2^{(b)}\right] \tag{19}$$

und nach Gl. 4

$$\mathfrak{A}_1\,a_2 - \mathfrak{B}_1\,a_1 = \left[V_2^{(a)} - V_2^{(b)}\right] h. \tag{20}$$

Für S_1 als Drehachse ergibt die Bedingung $\Sigma M = 0$ die Gleichung $\mathfrak{B}_2\,u_2 \sin\sigma_1 + \mathfrak{A}_2\,u_1 \sin\sigma_1 = 0$, aus der in Verbindung mit Gl. 18 die Werte

$$\mathfrak{A}_2 = \left[V_2^{(a)} - V_2^{(b)}\right] h\,\frac{u_2}{u_1\,a_2 + u_2\,a_1}, \tag{21}$$

$$\mathfrak{B}_2 = -\left[V_2^{(a)} - V_2^{(b)}\right] h\,\frac{u_1}{u_1\,a_2 + u_2\,a_1} \tag{22}$$

folgen; der Vergleich von Gl. 18 mit Gl. 20 ergibt dann sofort

$$\mathfrak{A}_1 = -\mathfrak{B}_2, \tag{23}$$

$$\mathfrak{B}_1 = -\mathfrak{A}_2. \tag{24}$$

Für eine Lotrechte durch $\mathfrak{B}_1$ ergibt die Bedingung $\Sigma M = 0$ den Wert

$$\mathfrak{H}_1 = -\frac{1}{a_1 + a_2}\left[V_2^{(a)}\,u_1 - V_2^{(b)}\left(u_2 + e_1\right)\right]. \tag{25}$$

Für eine Lotrechte durch A_1 als Drehachse ergibt sich ebenso

$$\mathfrak{H}_2 = -\frac{1}{a_1 + a_2}\left[V_2^{(a)}\left(u_1 - e_1\right) - V_2^{(b)}\,u_2\right]. \tag{26}$$

Hieraus folgt

$$\mathfrak{H}_2 - \mathfrak{H}_1 = \frac{e_1}{a_1 + a_2}\left[V_2^{(a)} - V_2^{(b)}\right] = \left[V_2^{(a)} - V_2^{(b)}\right] \operatorname{cotg}\sigma_1 = H_1 \cos\sigma_1$$

gemäß Gl. 19.

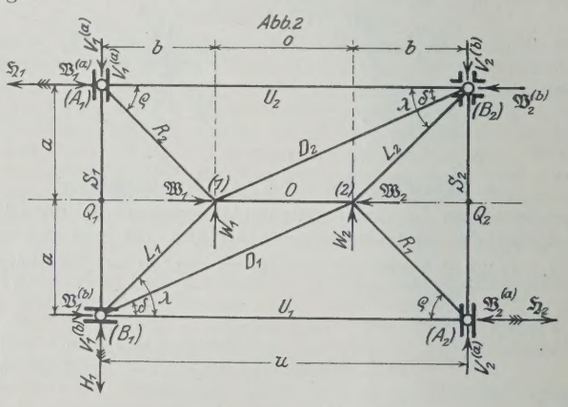
Die zeichnerische Bestimmung der wagerechten Stützdrücke in Abb. 1 k bei Wirkung von $V_2^{(a)}$ durch eine Parallele zu der Hilfslinie w_1 (Abb. 1 b) bedarf keiner weiteren Erläuterung. Zieht man durch den Endpunkt von $V_2^{(a)}$ Parallele zu den Hilfslinien v_1 und v_2 (Abb. 1 b), so schneiden diese auf der Wagerechten durch den Anfangspunkt von $V_2^{(a)}$ die Stücke $V_2^{(a)}\dfrac{u_2}{a_1 + a_2}$ und $V_2^{(a)}\dfrac{u_1}{a_1 + a_2}$ ab; überträgt man diese in den Aufriß (Abb. 1 l), so bestimmen die beiden Parallelen zu v_1 (Abb. 1 a) die Stützdrücke $\mathfrak{A}_2\,\mathfrak{B}_2$ und damit auch $\mathfrak{A}_1\,\mathfrak{B}_1$; denn es ist beispielsweise $\mathfrak{A}_2 = V_2^{(a)}\dfrac{u_2}{a_1 + a_2}\dfrac{h}{n}$, also mit dem früheren Werte $n(a_1 + a_2) = u_1\,a_2 + u_2\,a_1$ übereinstimmend mit Gl. 21.

Nach Bestimmung der Stützdrücke können die Spannkräfte, von A_1 und A_2 ausgehend, durch einfache Kräftezerlegung gefunden werden.

II.

Bei dem in der Anwendung wichtigsten Satteldach über rechteckigem Grundriß (Abb. 2) lassen sich Stützdrücke und Spannkräfte auch leicht rechnerisch ermitteln. Man erhält entsprechend den früheren Gleichungen:

Abb. 2



$$\mathfrak{P}_1 = -\frac{1}{2}\left(P_1 - W_1\,\frac{h}{a}\right). \tag{1a}$$

$$\mathfrak{P}_2 = -\frac{1}{2}\left(P_2 + W_2\,\frac{h}{a}\right). \tag{2a}$$

$$S_1 = \mathfrak{A}_1\,\frac{a}{h}. \tag{3a}$$

$$S_2 = \mathfrak{A}_2\,\frac{a}{h}. \tag{5a}$$

$$H_1 = W_1 + W_2. \tag{7a}$$

$$S_2 = \mathfrak{A}_2\,\frac{a}{h} - V_2^{(a)} = \mathfrak{B}_2\,\frac{a}{h} - V_2^{(b)}. \tag{17a}$$

$$H_1 = V_2^{(a)} - V_2^{(b)}. \tag{19a}$$

I. Einflußwerte für das abgewalmte Satteldach über rechteckigem Grundriß (Abb. 2).

	P_1	P_2	W_1	W_2	$\mathfrak{W}_1$	$\mathfrak{W}_2$	$V_2^{(a)}$	$V_2^{(b)}$	
$\mathfrak{A}_1$	$+\frac{1}{2}\left(1-\frac{b}{u}\right)$	$+\frac{b}{2u}$	$+\frac{h}{2a}$	$+\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{2u}$	$+\frac{h}{2u}$	$+\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{2a}$	$\mathfrak{A}_1$
$\mathfrak{B}_1$	$+\frac{1}{2}\left(1-\frac{b}{u}\right)$	$+\frac{b}{2u}$	$-\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{2u}$	$+\frac{h}{2u}$	$-\frac{h}{2a}$	$+\frac{h}{2a}$	$\mathfrak{B}_1$
$\mathfrak{A}_2$	$+\frac{b}{2u}$	$+\frac{1}{2}\left(1-\frac{b}{u}\right)$	0	0	$+\frac{h}{2u}$	$-\frac{h}{2u}$	$+\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{2a}$	$\mathfrak{A}_2$
$\mathfrak{B}_2$	$+\frac{b}{2u}$	$+\frac{1}{2}\left(1-\frac{b}{u}\right)$	0	0	$+\frac{h}{2u}$	$-\frac{h}{2u}$	$-\frac{h}{2a}$	$+\frac{h}{2a}$	$\mathfrak{B}_2$
H_1	0	0	$+1$	$+1$	0	0	$+1$	-1	H_1
$\mathfrak{H}_1$	0	0	$-\frac{b}{2a}$	$-\frac{u-b}{2a}$	$+\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{2}$	$-\frac{u}{2a}$	$+\frac{u}{2a}$	$\mathfrak{H}_1$
$\mathfrak{H}_2$	0	0	$-\frac{b}{2a}$	$-\frac{u-b}{2a}$	$-\frac{1}{2}$	$+\frac{1}{2}$	$-\frac{u}{2a}$	$+\frac{u}{2a}$	$\mathfrak{H}_2$
$\mathfrak{L}_1$	$-\frac{1}{2}$	0	$+\frac{h}{2a}$	0	0	0	0	0	$\mathfrak{L}_1$
$\mathfrak{L}_2$	0	$-\frac{1}{2}$	0	$-\frac{h}{2a}$	0	0	0	0	$\mathfrak{L}_2$
$\mathfrak{R}_1$	$-\frac{b}{2u}$	$-\frac{1}{2}\left(1-\frac{b}{u}\right)$	0	0	$-\frac{h}{2u}$	$+\frac{h}{2u}$	$-\frac{h}{2a}$	$+\frac{h}{2a}$	$\mathfrak{R}_1$
$\mathfrak{R}_2$	$-\frac{1}{2}\left(1-\frac{b}{u}\right)$	$-\frac{b}{2u}$	$-\frac{h}{2a}$	$+\frac{h}{2a}$	$+\frac{h}{2u}$	$-\frac{h}{2u}$	$-\frac{h}{2a}$	$+\frac{h}{2a}$	$\mathfrak{R}_2$
$\mathfrak{D}_1$	$+\frac{b}{2u}$	$-\frac{b}{2u}$	0	$+\frac{h}{2a}$	$+\frac{h}{2u}$	$-\frac{h}{2u}$	$+\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{2a}$	$\mathfrak{D}_1$
$\mathfrak{D}_2$	$-\frac{b}{2u}$	$+\frac{b}{2u}$	0	$+\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{2u}$	$+\frac{h}{2u}$	$+\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{2a}$	$\mathfrak{D}_2$
O	$-\frac{b}{2h}$	$-\frac{b}{2h}$	0	$-\frac{u}{2a}$	$-\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{2}$	$-\frac{u}{2a}$	$+\frac{u}{2a}$	O
U_1	$+\frac{b}{2h}\frac{b}{u}$	$+\frac{b}{2h}\left(1-\frac{b}{u}\right)$	$-\frac{b}{2a}$	$-\frac{u-b}{2a}$	$-\frac{u-b}{2u}$	$+\frac{u-b}{2u}$	$-\frac{u-b}{2a}$	$+\frac{u-b}{2a}$	U_1
U_2	$+\frac{b}{2h}\left(1-\frac{b}{u}\right)$	$+\frac{b}{2h}\frac{b}{u}$	0	$+\frac{u}{2a}$	$+\frac{u-b}{2u}$	$-\frac{u-b}{2u}$	$-\frac{u-b}{2a}$	$+\frac{u-b}{2a}$	U_2
S_1	$+\frac{a}{2h}\left(1-\frac{b}{u}\right)$	$+\frac{a}{2h}\frac{b}{u}$	$+\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{2}$	$-\frac{a}{2u}$	$+\frac{a}{2u}$	$+\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{2}$	S_1
S_2	$+\frac{a}{2h}\frac{b}{u}$	$+\frac{a}{2h}\left(1-\frac{b}{u}\right)$	0	0	$+\frac{a}{2u}$	$-\frac{a}{2u}$	$-\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{2}$	S_2

(21a) $$\mathfrak{A}_2 = -\mathfrak{B}_2 = \mathfrak{A}_1 = -\mathfrak{B}_1 = \left[V_2^{(a)} - V_2^{(b)}\right]\frac{h}{2a}.$$

(25a) $$\mathfrak{H}_1 = \mathfrak{H}_2 = -\frac{u}{2a}\left[V_2^{(a)} - V_2^{(b)}\right].$$

Für den Schnitt um den Knotenpunkt (1) liefert die Bedingung $\Sigma M = 0$ für $A_1 B_1$ als Drehachse die Gleichung

$$O\,h + \mathfrak{W}_1 h + P_1 b + \mathfrak{D}_2 u = 0;$$

für Knotenpunkt (2) und $A_2 B_2$ als Drehachse wird ebenso

$$O\,h + \mathfrak{W}_2 h + P_2 b + \mathfrak{D}_1 u = 0;$$

daher $$\mathfrak{D}_2 - \mathfrak{D}_1 = (P_1 - P_2)\frac{b}{u} + (\mathfrak{W}_1 - \mathfrak{W}_2)\frac{h}{u};$$

da aber nach Gl. II:

$$\mathfrak{D}_2 + \mathfrak{D}_1 = W_2 \frac{h}{a}$$

ist, so folgt

$$\mathfrak{D}_1 = \frac{1}{2u}\left[(P_1 - P_2)b + W_2\frac{h}{a} + (\mathfrak{W}_1 - \mathfrak{W}_2)h\right];$$

$$\mathfrak{D}_2 = \frac{1}{2u}\left[-(P_1 + P_2)b + W_2\frac{h}{a} - (\mathfrak{W}_1 - \mathfrak{W}_2)h\right];$$

ferner $$O = -(P_1 + P_2)\frac{b}{2h} - W_2\frac{u}{2a} - \frac{1}{2}(\mathfrak{W}_1 - \mathfrak{W}_2).$$

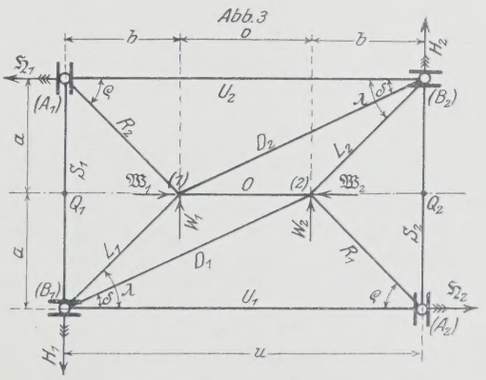
Die obenstehende Zusammenstellung enthält die Einflußwerte der über jeder lotrechten Spalte stehenden Kraft auf die Stützdrücke und Stabspannkräfte.

In der Anwendung wird man, besonders bei der Ausführung des Daches in Eisenbeton, auch das Auflager B_2 als Linienauflager mit einem lotrechten Stützdruck $\mathfrak{B}_2$ und einem wagerechten Stützdruck H_2 (Abb. 3) ausbilden. Das Raumfachwerk ist dann in bezug auf H_2 einfach statisch unbestimmt; seine Spannkräfte S stellen sich in der Form

(27) $$S = \mathfrak{S}_0 - \mathfrak{S} H_2$$

dar, wo $\mathfrak{S}_0$ die Spannkraft im statisch bestimmten System (Abb. 2), $\mathfrak{S}$ aber die Spannkraft für den Zustand $H_2 = -1$ bedeutet. Bei festliegenden Auflagerpunkten berechnet sich H_2 aus der Gleichung

(28) $$H_2 \Sigma \mathfrak{S}^2 \frac{s}{EF} = \Sigma \mathfrak{S}_0 \mathfrak{S} \frac{s}{EF} - \varepsilon_t t \Sigma \mathfrak{S} \frac{s}{EF},$$



wo s die Stablänge, F den Stabquerschnitt, E das Elastizitätsmaß, ε_t die lineare Wärmedehnungszahl und t die für alle Stäbe gleich groß vorausgesetzte Temperaturänderung bedeutet. Die Spannkräfte $\mathfrak{S}_0$ sind in der vorhergehenden Zusammenstellung in den Spalten P, W und $\mathfrak{W}$, die Spannkräfte $\mathfrak{S}$ aber in der Spalte $V_2^{(b)}$ gegeben, wobei die für die $\mathfrak{D}$, $\mathfrak{L}$ und $\mathfrak{R}$ augegebenen Werte mit $\frac{d}{h}$, $\frac{l}{h}$ und $\frac{r}{h}$ multipliziert werden müssen, um die D, L und R zu ergeben; d, l und r sind die wahren Längen der betreffenden Stäbe. Die in den Unterringknotenpunkten angreifenden Kräfte werden jetzt entweder unmittelbar oder aber durch Vermittlung der Stäbe U und S von den Auflagern aufgenommen, ohne die übrigen Stäbe des Fachwerkes zu beanspruchen. (Schluß folgt.)

Die „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke (BH)“ der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. **K. Schaechterle,** Stuttgart.

(Schluß aus Heft 2.)

II.

Der „Arbeitsausschuß für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie“ hat sich bereits 1920 in mehreren Sitzungen mit der Festlegung der zulässigen Inanspruchnahme von Bauholz beschäftigt, ist jedoch zu keinem abschließenden Ergebnis gekommen. Zurzeit gelten noch die Bestimmungen des preußischen Ministeriums für Volkswohlfahrt über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe vom 24. Dezember 1919, die im Jahre 1926 als siebente ergänzte Auflage neu herausgegeben worden sind und die nur wenige Angaben über Bauglieder aus Holz enthalten.

Tafel 1.

Nr.	Holzart		Zulässige Beanspruchungen parallel zur Faser kg/cm²			
			Zug	Druck	Biegung	Abscherung
1	2		3	4	5	6
1	Eichenholz	gesundes, trockenes	100	80	100	10
2	Kiefernholz	Holz von einwand-	100	60	100	10
3	Fichtenholz	freier Beschaffenheit	90	50	90	8
4	Tannenholz		80	50	80	8

1. Dauernd durchnäßtes Holz hat wesentlich geringere Widerstandsfähigkeit.
2. Bei Bauten für vorübergehende Zwecke (Rüstungen, Ausstellungshallen u. dergl.) dürfen die Zahlen um 25 % erhöht werden.
3. Stützen und gedrückte Bauglieder müssen nach der Eulerschen Formel mit $E = 100\,000$ kg/cm² eine sieben- bis zehnfache Knicksicherheit besitzen ($\min J = 70\ Pl^2$ bis $100\ Pl^2$). Die untere Grenze von J gilt aber nur für Bauten zu vorübergehenden Zwecken.

Diese Bestimmungen sind für Ingenieurholzbauten nicht ausreichend.

Im Jahre 1921 hat deshalb der Reichsverkehrsminister einen Fachausschuß für Holzbau eingesetzt und mit der Ausarbeitung von besonderen Vorschriften für Holzbauten der Reichsbahn beauftragt. Auf Grund der Vorarbeiten des Fachausschusses hat dann die Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft „Vorläufige Bestimmungen für Holztragwerke“ durch Verfügung vom 12. Dezember 1926 eingeführt.

Bei der Aufstellung der Vorschriften wurden die Untersuchungen und Forschungsarbeiten von Winkler, Bauschinger, Tetmajer, G. Lang, Bach, Baumann, Graf, Rudeloff, Schönhöfer, Jackson, Seitz verwertet, außerdem die Ergebnisse neuerer Festigkeitsuntersuchungen an der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt Zürich mit Bauhölzern berücksichtigt[1]).

Die „Vorläufigen Bestimmungen für die Ausführung von Holztragwerken“ der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft sind in zwei Hauptabschnitte gegliedert:

A. Allgemeine Bedingungen für Lieferungen, Abnahme und Aufstellung von Holztragwerken.
B. Technische Vorschriften für das Entwerfen und Berechnen von Holztragwerken.

Der Abschnitt A. enthält unter I. Bestimmungen über Stammholz, Schnittholz und Schnittklassen. Der Unterabschnitt II. handelt vom Holzbedarf und von der Holzprüfung, der Unterabschnitt III. von Versand, Lieferung und Aufstellung der Bauglieder, der Unterabschnitt IV. von Zeichnungen und Berechnungen.

Der Abschnitt B. enthält unter I. Angaben über handelsübliche Querschnittabmessungen und Längen der Bauhölzer, Bretter, Bohlen und Latten, unter II. Angaben über Belastungsannahmen, Schwindmaße, Raumeinheitsgewichte, Stoßzahlen bei Brücken, Stegen und Kranbahnen, Standsicherheit. In dem wichtigen Unterabschnitt III. sind die zulässigen Spannungen aufgeführt. Anschließend folgen unter IV. Bestimmungen über die Querschnittermittlung sowie die Berechnung von Druckstäben und unter V. die Verbindungsmittel. Im Schlußabschnitt VI. sind Einzelheiten der Ausführung behandelt.

Den Praktiker interessieren in erster Linie die Abschnitte über die zulässigen Spannungen, die Querschnittermittlung und die Verbindungsmittel.

An den baupolizeilichen Vorschriften wird vor allem ausgesetzt, daß der Heterogenität des Baustoffs nicht genügend Rechnung getragen ist, daß Angaben über die zulässigen Spannungen quer zur Faser fehlen.

[1]) S. J. A. Normen für Holzbauten, Ergebnisse der Festigkeitsuntersuchungen an der E. M. P. A. mit Bauhölzern in den Jahren 1924/25 als Grundlage für die Normen der S. J. A. Bericht erstattet von Prof. Dr.-Ing. ehr. M. Roš, Direktor der E. M. P. A.

Zahlreiche Bauunfälle (Einsturz des Lehrgerüstes der Corneliusbrücke in München) und viele ungünstige Erfahrungen mit freitragenden Holzkonstruktionen sind auf Überbeanspruchung des Holzes quer zur Faser sowohl bei unmittelbarer Druckübertragung (Längsfaser auf Querfaser) als bei mittelbarer Übertragung der Kräfte durch Verbindungsmittel zurückzuführen. Überbeanspruchungen des Holzes quer zur Faser sind um so schädlicher, als gleichzeitig das hohe Schwindmaß quer zur Faser unberechenbare Nebenfolgen haben kann. Durch Vergrößerung der Anlageflächen quer zur Faser kann im Verhältnis zu dem kleinen Mehraufwand an Holz oder Verbindungsmitteln eine wesentliche Verbesserung der Tragfähigkeit erzielt werden.

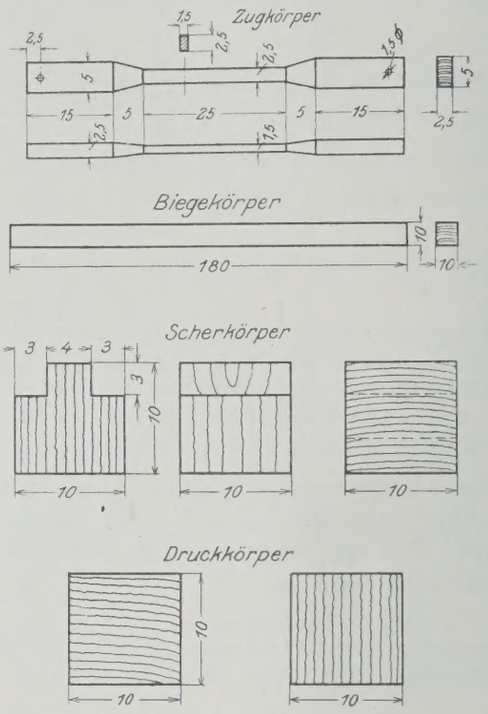


Abb. 12.

Das Holz ist ein Naturerzeugnis und nach seinem anatomischen Aufbau kein homogener, sondern ein heterogener Baustoff. Die Festigkeiten des Holzes, durch Wachstum, Boden, Klima, Bestand, Kultur bedingt, von Fällzeit, Lagerung und Behandlung, Holzkrankheiten, Wuchsfehlern (Astknoten, Harzgallen, Drehwuchs), Wassergehalt weitgehend beeinflußt, schwanken selbst bei Stämmen des gleichen Bestandes, ja auch bei Holz aus ein und demselben Stamm innerhalb weiter Grenzen. Beim Holzbau liegen hiernach die Verhältnisse nicht so einfach wie beim Eisenbau, wo man Werkstoffsorten von ganz bestimmten Eigenschaften hat, z. B. Flußstahl St 37 (Normalgüte) mit Festigkeiten von 3700 bis 4500 kg/cm². Trotzdem empfiehlt es sich, bei der Festsetzung der zulässigen Spannungen für Holzbauten von einer „Normalqualität“ auszugehen. Als Mittelwerte der Festigkeit von lufttrockenem Bauholz mit einem Feuchtigkeitsgehalt von höchstens 20 %, an Normenkörpern ohne Splint und Kern (Abb. 12) ermittelt, können angenommen werden:

1.	Zugfestigkeit in Faserrichtung zwischen .	400	und 600	kg/cm²
2.	Druckfestigkeit in Faserrichtung zwischen .	220	„ 380	„
	senkrecht zur Faserrichtung, Weichholz, zwischen	50	„ 75	„
	senkrecht zur Faserrichtung, Eiche, Buche, zwischen	120	„ 200	„
3.	Biegungsfestigkeit Biegungsebene parallel, Biegungsquerschnitt winkelrecht zur Faserrichtung, im Mittel 450 kg/cm², zwischen	350	„ 550	„ [2])
4.	Scherfestigkeit parallel zur Faserrichtung zwischen	45	„ 75	„

Für Holz von besserer oder minderer Güte, bei dem also die genannten Festigkeitsnormenwerte über- oder unterschritten werden, müßte folgerichtig eine entsprechende Erhöhung oder Herabsetzung der zulässigen Spannungen vorgesehen werden. Die Schweizer Normen sind auf dieser Grundlage aufgebaut. Weiter ist bei Verwendung von Holz mit höherem Wassergehalt — frisch gefälltes Holz und Holz, das dauernd durchnäßt ist (Wasserbauten) — die Abnahme der Druckfestigkeit mit zunehmendem Wassergehalt (Abb. 13) zu berücksichtigen.

Die Vorläufigen Bestimmungen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft enthalten über Holzbeschaffenheit, Holzauswahl, Prüfung und Abnahme nur allgemeine Richtlinien. Ein Nachweis der Normenfestigkeit ist nicht verlangt. Es ist auch keine Stufung der zulässigen Spannungen entsprechend den Ergebnissen von Normenprüfungen vorgesehen. Gegen die Einführung

[2]) Spannungen nach dem Hookeschen Gesetz bestimmt.

von Normenproben im Holzbau können technische und wirtschaftliche Bedenken geltend gemacht werden. Für die überwiegende Mehrzahl der Bauausführungen genügt die Handelsware und die Ausscheidung ungeeigneter Hölzer durch Außenbesichtigung. Besonderer Nachdruck ist

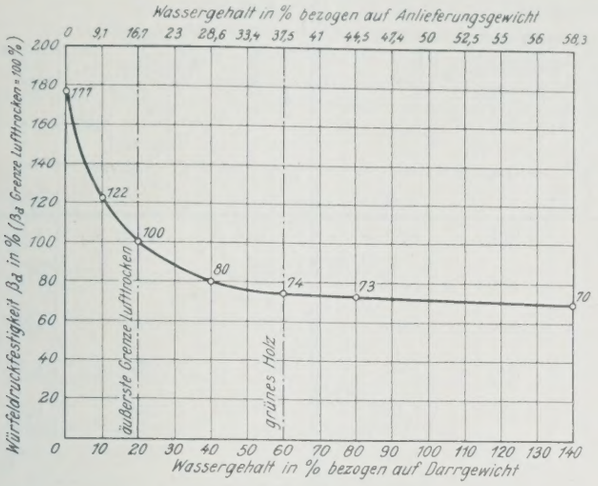


Abb. 13.

dagegen auf die Prüfung der Bauteile in der Werkstatt und auf der Baustelle, die Feststellung der Tragfähigkeit und Zuverlässigkeit der Verbindungen durch Versuche, schließlich auch auf die Abnahme der fertigen Konstruktion und auf die Vornahme von Belastungsversuchen gelegt.

Tafel 2 u. 3.

Zulässige Beanspruchungen in kg/cm².

Vorschläge bezw. Bestimmungen	Vorschläge des Arbeitsausschusses für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen vom 12. März 1921			Vorläufige Bestimmungen für die Ausführung von Holztragwerken der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom Jahre 1926		
Bezeichnung	Holzart: Laubholz: Eiche, Buche	Nadelholz: Kiefer, Fichte, Tanne	Bemerkungen	Holzart Laubholz: Eiche, Buche	Nadelholz: Kiefer, Fichte,	Bemerkungen
Art der Beanspruchung	1	2	3	7	8	9
a) Druck i. d. Faserrichtung	90	60		100	80	
b) Druck i. d. Faserrichtung infolge Druck u. Biegung (Kantenpressung) oder Biegung allein	100	90		110	90	Gleichzeitig darf im Schwerpunkte des Querschnitts die unter a) zugelassene Beanspruchung nicht überschritten werden
c) Örtlicher Druck rechtwinklig zur Faserrichtung auf ganzer Breite (Schwellendruck)	50	20	Gültig bei einem Überstand, der das 1,5fache der Schwellenhöhe beträgt	35	15	Überstand der Schwelle ü. d. Druckfläche i. d. Faserrichtung mindestens gleich dem 1,5fachen d. Schwellenhöhe
d) Örtlicher Druck rechtwinklig zur Faserrichtung auf einem Bruchteil der Breite (Stempeldruck)	60	25	Die Schwelle muß mindestens 2 cm breiter sein als der Stempel	50	25	Überstand der Schwelle ü. d. Stempel in der Breitenrichtung mindestens 2 cm, i. d. Längsrichtung mindestens gleich dem 1,5fachen d. Schwellenhöhe
e) Zug in der Faserrichtung	100	90	Eine Erhöhung dieser Werte ist unzulässig	110	100	Nur für scharfkantig geschnittenes Holz mit nur kleinen, fest verwachsenen Ästen
f) Abscheren in der Faserrichtung	15	10		20	12	
g) Elastizitätsmaß in der Faserrichtung	110 000	110 000		100 000	100 000	

Tafel 4.

Normen über Holzbauten des Schweizer Ingenieur- und Architekten-Vereins. Vorentwurf vom 24. April 1926.

Beanspruchungsart	1. Für eingedeckte Hochbauten mit ruhender Belastung; Hilfsbrücken, Lehrgerüste sowie wichtige Baugerüste kg/cm²	2. Für eingedeckte Brücken, nicht eingedeckte Hochbauten, bezw. solche mit bewegter Last und nicht eingedeckte Brücken provisorischen Charakters kg/cm²
1. Achsialer Zug: parallel zur Faserrichtuug . .	100	80
2. Achsialer Druck: parallel zur Faserrichtung . .	75	60
senkrecht zur Faserrichtung . .	15 35 (Eiche, Buche)	12 30 (Eiche, Buche)
Hirnholz auf Hirnholz	45	35
desgleichen, jedoch mit Blecheinlage	65	50
3. Biegung: Reine Biegung; Biegung mit Achsialzugkraft; Biegung mit Achsialdruckkraft, solange der Einfluß der Längskraft nicht mehr als 20 % der nebenstehend angegebenen, zulässigen Beanspruchung ausmacht	100	80
Biegung mit Achsialdruckkraft, wobei der Einfluß der Längsdruckkraft mehr als 20 % der nebenstehend angegebenen zulässigen Beanspruchung ausmacht, unter gleichzeitigem Nachweis der Knicksicherheit infolge exzentrischen Kraftangriffes (vergl. unter 5) . .	85	70
4. Abscherung: parallel zur Faserrichtung . .	12	10
5. Knickung: bei zentrischem Kraftangriff für: $\frac{l}{i} \leqq 100$	$75\left(1 - 0{,}007\ \frac{l}{i}\right)$	$60\left(1 - 0{,}007\ \frac{l}{i}\right)$
$\frac{l}{i} \geqq 100$	$225\,000\left(\frac{i}{l}\right)^2$	$180\,000\left(\frac{i}{l}\right)^2$

Die vom „Arbeitsausschuß für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen“ in seiner Sitzung vom 12. März 1921 vorgeschlagenen und die von dem Schweizerischen Ingenieur- und Architekten-Verein in dem Vorentwurf der Normen über Holzbauten vom 24. April 1926 enthaltenen zulässigen Inanspruchnahmen des Bauholzes sind in den nachfolgenden Tafeln den entsprechenden Werten der „Vorläufigen Bestimmungen für die Ausführung von Holztragwerken“ der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gegenübergestellt.

Die in Tafel 3 aufgeführten zulässigen Spannungen gelten für Holzbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft aus lufttrockenem, fehlerfreiem Bauholz mit geringer Astbildung, bei denen sich die Kraftwirkungen zuverlässig rechnerisch erfassen lassen und die Übertragung der Kräfte durch einwandfreie Verbindungen und Verbindungsmittel sichergestellt ist.

Nach den Vorschlägen des Arbeitsausschusses für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen war eine Erhöhung der zulässigen Werte unter Spalte 1 und 2 vorgesehen

1. für Gerüste und vorübergehende Bauten um $^1/_4$ der Grundwerte;
2. bei gleichzeitiger Einwirkung von Windlast, Wärmeschwankung und Bremskräften mehrerer Krane um $^1/_6$ der Grundwerte;
3. bei sorgfältigster Auslese des Holzes und einer den strengsten Anforderungen genügenden Durchbildung, Berechnung und Ausführung sowie bei Überwachung der Arbeiten durch einen Ingenieur um $^1/_6$ der Grundwerte.
4. Im Höchstfall sollten bei Vorhandensein aller unter 2 und 3 genannten Voraussetzungen die zulässigen Beanspruchungsziffern um $^1/_3$ der Grundwerte erhöht werden dürfen.

Auf alle diese Erhöhungen verzichten die Vorläufigen Bestimmungen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Interesse einer größeren Sicherheit der Bauten. Im Einklang mit den Vorschlägen des Arbeitsausschusses ist dagegen eine Herabsetzung der zulässigen Beanspruchungsziffern auf $^2/_3$ der Grundwerte für alle Holztragwerke vorgesehen, die der Feuchtigkeit und Nässe ausgesetzt sind und nicht durch Tränkung oder Schutzanstrich gegen Fäulnis geschützt sind. Druckbeanspruchungen schräg zur Faser sind nach den Vorläufigen Bestimmungen der Reichsbahn bei einem

Winkel von 30° zwischen Faser- und Kraftrichtung mit 0,6 und bei einem Winkel von 60° mit 0,3 der in der Faserrichtung zulässigen Werte einzusetzen. Zwischenwerte können geradlinig eingeschaltet werden. Zugbeanspruchungen senkrecht und schräg zur Faser sind zu vermeiden und gegebenenfalls durch besondere Vorkehrungen zu übertragen.

Für den örtlichen Druck rechtwinklig zur Faserrichtung auf ganzer Breite (Schwellendruck) ist bei den Vorläufigen Bestimmungen der Reichsbahn ein kleinerer Wert als in den Vorschlägen des Arbeitsausschusses vorgeschrieben. Das gleiche gilt für die zulässige Beanspruchung bei örtlichem Druck rechtwinklig zur Faserrichtung auf einen Bruchteil der Breite (Stempeldruck).

Für die Beanspruchung der Scherflächen in der Faserrichtung lassen die Vorläufigen Bestimmungen der Reichsbahn etwas größere Werte zu, als in den Vorschlägen des Arbeitsausschusses und in den Schweizer Normen vorgesehen. Es wird sich aber empfehlen, diese zugelassenen Werte für Scherflächen an Stabenden nicht voll auszunutzen und dadurch den schädlichen Einflüssen von Schwindrissen an den Endstücken Rechnung zu tragen.

Das Elastizitätsmaß wurde vom Arbeitsausschuß mit 110 000 kg/cm² in Vorschlag gebracht, die Vorläufigen Bestimmungen der Reichsbahn setzen diesen Wert mit 100 000 fest. Bei frei aufliegenden Trägern hat der Arbeitsausschuß eine Durchbiegung zwischen 1/230 und 1/500 der Stützweite als zulässig erachtet. Die Vorläufigen Bestimmungen der Reichsbahn sehen hierfür einheitlich 1/400 der Stützweite vor.

Hinsichtlich der Berechnung und Bemessung von Druckstäben schließen sich die Vorläufigen Bestimmungen der Reichsbahn für Holztragwerke an das für Eisenbauwerke vorgeschriebene Verfahren an.

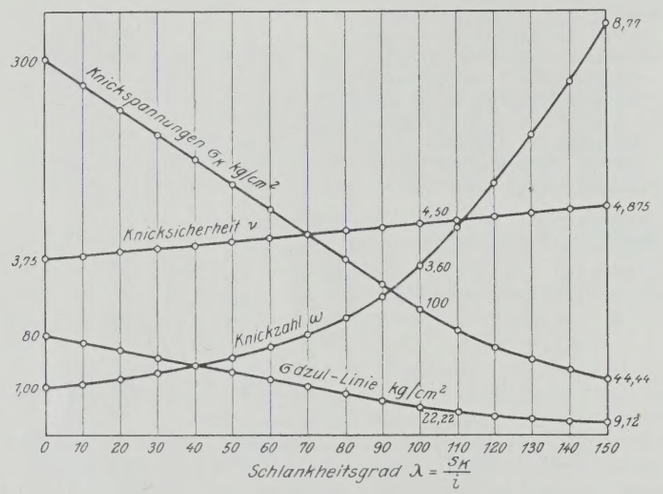


Abb. 14.

Bei mittigem Kraftangriff ist hiernach die errechnete Stabkraft S mit der dem Schlankheitsgrade $\lambda = \frac{s_k}{i}$ $\left(i = \sqrt{\frac{J}{F}}, J = \text{kleinstes Trägheitsmoment und } F = \text{Querschnitt des unverschwächten Stabes}\right)$ entsprechenden Knickzahl ω (Tafel 5) zu multiplizieren. Der Stab kann dann wie ein dem Knicken nicht ausgesetzter Druckstab behandelt werden (Abb. 14).

Der Wert $\omega \cdot$Schwerpunktspannung ist dem Werte σ_{zul} gegenüberzustellen. Es muß also $\frac{\omega \cdot S}{F} \leqq \sigma_{zul}$ sein, wobei für σ_{zul} die Werte der Tafel 3 unter a) anzunehmen sind.

Bei Stäben, die erheblich außermittig durch eine Kraft $S = S_g + \varphi \cdot S_p + \ldots$ oder die neben einer mittigen Kraft S von einem Biegungsmoment $M = M_g + \varphi \cdot M_p + \ldots$ beansprucht werden, darf die aus der Gleichung

$$\sigma = \frac{\omega \cdot S}{F} + \frac{M}{W_n} \quad \text{bei Druckstäben}$$

und

$$\sigma = \frac{S}{F_n} + \frac{M}{W_n} \quad \text{bei Zugstäben}$$

errechnete (gedachte) Randspannung den entsprechenden Wert σ_{zul} (s. Tafel 3) nicht überschreiten.

Hierbei ist ohne Rücksicht auf die Richtung der Ausbiegung stets der größte Wert von ω einzusetzen.

Querschnittsverschwächungen sind bei Druckstäben nur dann zu berücksichtigen, wenn die verschwächte Stelle nicht satt ausgefüllt ist, oder wenn der ausfüllende Baustoff (wie z. B. bei senkrecht zur Faser verlaufenden Holzeinlagen) leichter zusammendrückbar ist als das Holz des Stabes.

Tafel 5.

Knickspannungen σ_k und Knickzahlen ω.

Nadelholz				Eichen- und Buchenholz			
1	2	3	4	1	2	3	4
Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s_K}{i}$	Knickspannung σ_k $\lambda \leqq 100$; $\sigma_k = 300 - 2\lambda$ $\lambda \geqq 100$; $\sigma_k = \frac{100\,000}{\lambda^2}$	Knickzahl $\omega = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{d\,zul}}$	$\frac{J\omega}{J\lambda}$	Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s_K}{i}$	Knickspannung σ_k $\lambda \leqq 100$; $\sigma_k = 375 - 2{,}75\lambda$ $\lambda \geqq 100$; $\sigma_k = \frac{100\,000}{\lambda^2}$	Knickzahl $\omega = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{d\,zul}}$	$\frac{J\omega}{J\lambda}$
0	300	1,00		0	375	1,00	
			0,009				0,010
10	280	1,09		10	347	1,10	
			0,011				0,012
20	260	1,20		20	320	1,22	
			0,013				0,014
30	240	1,33		30	292	1,36	
			0,014				0,017
40	220	1,47		40	265	1,53	
			0,018				0,021
50	200	1,65		50	237	1,74	
			0,022				0,026
60	180	1,87		60	210	2,00	
			0,027				0,035
70	160	2,14		70	182	2,35	
			0,035				0,046
80	140	2,49		80	155	2,81	
			0,046				0,067
90	120	2,95		90	127	3,48	
			0,065				0,102
100	100	3,60		100	100	4,50	
			0,083				0,104
110	83	4,43		110	83	5,54	
			0,093				0,116
120	69	5,36		120	69	6,70	
			0,103				0,129
130	59	6,39		130	59	7,99	
			0,114				0,142
140	51	7,53		140	51	9,41	
			0,124				0,156
150	44	8,77		150	44	10,97	

Bei gedrückten Stäben muß mit Rücksicht auf die Art der Anschlüsse die Einspannung an den Stabenden stets unberücksichtigt bleiben. Bei Abstützung von Zwischenpunkten gedrückter Bauglieder gegen festliegende andere Punkte darf die Knicklänge entsprechend verringert werden.

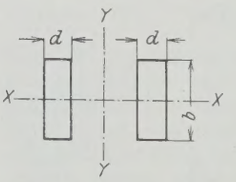


Abb. 15.

Für die Bemessung von Druckstäben $\lambda \leqq 100$ bei mittigem Kraftangriff ist in den Vorläufigen Bestimmungen ein von Reichsbahnrat Karig, Dresden, abgeleitetes einfaches Berechnungsverfahren angegeben.

Bei mehrteiligen Druckstäben ist das Trägheitsmoment in bezug auf die stofffreie Achse y—y (Abb. 15) um mindestens 10% größer zu wählen, als es der Schlankheitsgrad des Gesamtstabes beim Ausknicken in der Richtung der Stoffachse x—x erfordert.

Für das Ausknicken in Richtung der stofffreien Achse y—y werden mehrteilige Stäbe wie Vollstäbe berechnet, wobei für a die Gesamtbreite der Einzelstäbe ($a = 2\,d$, $a = 3\,d$ . . .) und das Verhältnis $\varrho = \frac{s_k}{b}$ gesetzt wird. Für das Ausknicken in Richtung der Stoffachse x—x ist auch die Tragfähigkeit des Einzelstabes nachzuweisen.

Durch neuere Versuche der Eidgen. Materialprüfungsanstalt, Zürich, ist die in Abb. 14 dargestellte, auf Grund der Tetmajerschen Versuche angenommene Knickspannungslinie bestätigt worden.

Die von Prof. Graf in der Materialprüfungsanstalt Stuttgart vorgenommenen Versuche mit vollständig astfreiem, parallelfaserigem und lufttrockenem Fichtenholz haben zwar — wie bei dem ausgezeichneten elastischen Stoff nicht anders zu erwarten ist — ergeben, daß die Eulerformel bis nahe an die Quetschgrenze Gültigkeit hat, weil ihre Voraussetzungen annähernd erfüllt sind (Abb. 16). Die von der Reichsbahn gewählte Knickspannungslinie trägt aber den praktischen Verhältnissen Rechnung. Unregelmäßigkeiten im Holzaufbau, Astigkeit, schiefer Faserverlauf, ungleichmäßige Verteilung der stützenden Fasern im Querschnitt (Jahresringe), Lochungen usw. beeinflussen die Formänderungen sehr stark. Es gibt, genau genommen, im Holzbau überhaupt keinen zentrischen Kraftangriff, auch wenn er im geometrischen Schwerpunkte des Querschnitts stattfindet, weil wegen der Ungleichmäßigkeit der Jahresringe der elastische

Schwerpunkt nicht mit dem geometrischen zusammenfällt und in den verschiedenen Querschnitten wechselt. Von dem Verziehen der Hölzer beim Austrocknen ist dabei ganz abgesehen. Das Verziehen durch ungleichmäßiges Schwinden ist besonders nachteilig bei zusammengesetzten Druckstäben. Es kann leicht vorkommen, daß z. B. ein solcher Druckstab nur auf einer Kante aufsitzt, was starke Ausmittigkeit des Kraftangriffs und Überbelastung des Einzelteils zur Folge hat. Da Knickversuche mit zusammengesetzten Stäben in den bei Hochbauten üblichen Anordnungen und Abmessungen fehlen, so ist jedenfalls in der Knickfrage äußerste Vorsicht am Platze.

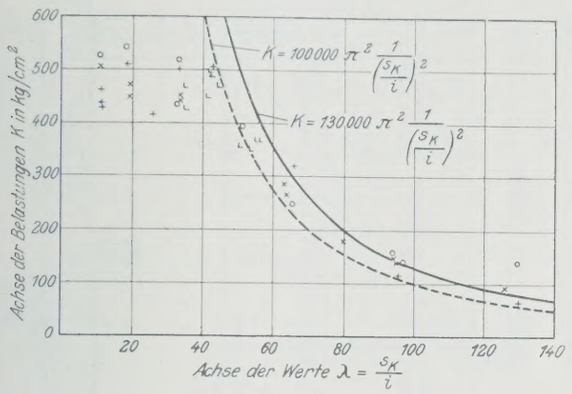


Abb. 16.

Aus der Gegenüberstellung der zulässigen Spannungen (Tafel 3) und der Festigkeitswerte des normalen Bauholzes ergibt sich eine rd. 4- bis 5fache rechnerische Sicherheit gegen Bruch. In Wirklichkeit ist die Sicherheit wegen der ungleichmäßigen Güte des Holzes und der dem Holz anhaftenden Fehler und Mängel (Ästigkeit, Schwind- und Spaltrisse, wechselnder Feuchtigkeitsgrad), der Ungenauigkeiten der Verbindungen vielleicht $2\,^1/_2$- bis 3fach. Diese verhältnismäßig niedrigen Sicherheitsgrade bei Holzbauten sind nach den Erfahrungen an ausgeführten Bauwerken unbedenklich, wenn eine der Eigenart des Holzes entsprechende Konstruktion gewählt wird, die Voraussetzungen der statischen Berechnung erfüllt sind und die größtmöglichen Kraftwirkungen unter Berücksichtigung der dynamischen Einflüsse der Betriebslasten mit weitgehender Annäherung an die tatsächlichen Verhältnisse erfaßt werden. Außerdem muß verlangt werden, daß die bauliche Durchbildung und die Bauausführung in allen Einzelheiten mit Sachkenntnis und Sorgfalt geschieht und eine gewissenhafte Baukontrolle ausgeübt wird. Die von Vertretern des Holzbaues gemachten Vorschläge, über die in den Vorläufigen Bestimmungen festgesetzten zulässigen Beanspruchungen hinauszugehen, konnten nicht befürwortet werden. Für den Gesamtholzaufwand spielt eine kleine Erhöhung keine große Rolle, weil viele Einzelteile aus baulichen Gründen ohnehin stärker bemessen werden müssen, als rechnerisch erforderlich wäre, und Versteifungshölzer aller Art unerläßlich sind.

Die Sicherheit der Holzbauwerke ist eben wesentlich von der konstruktiven Durchbildung abhängig. Wirtschaftliche Vorteile sind also nicht durch Herabsetzen des Sicherheitsgrades, sondern vielmehr durch technische Vervollkommnung der Bauweise und Verbesserung der Arbeitsverfahren anzustreben.

Dies gilt auch für Lehrgerüste, die vorübergehenden Zwecken dienen, wobei noch zu beachten ist, daß die Holzauswahl und Schutzmaßnahmen gegen Feuchtigkeit und Witterungseinflüsse nicht in dem Maße getroffen werden können wie bei Bauwerken von längerer Lebensdauer. Durch Quellen und Schwinden der Hölzer und durch Änderung der Belastungen können Abweichungen von den statischen Annahmen und Mehrbelastungen einzelner Bauglieder eintreten.

In den Vorläufigen Bestimmungen der Reichsbahn sind die neueren Sonderbauweisen nicht ausdrücklich erwähnt. Sie unterscheiden sich in der Hauptsache durch die Verbindungsmittel. Hierüber ist in BV der Vorläufigen Bestimmungen gesagt:

„Die verschiedenen Verbindungsmittel (Schraubenbolzen, Flacheisen, Runddübel, Keile usw.) dürfen, soweit keine besonderen Vorschriften gegeben sind, auf Grund von Versuchsergebnissen staatlicher Versuchsanstalten berechnet werden.

Werden vom Unternehmer neue, eigenartige Verbindungsmittel und Konstruktionen für die Ausführung eines Tragwerkes vorgeschlagen, so hat er mit dem Angebot Versuchsergebnisse einer staatlichen Materialprüfungsanstalt vorzulegen. Bei geleimten Trägern muß die Festigkeit der Leimfugen mindestens gleich der Schubfestigkeit des Holzes sein. Werden Bolzen ohne Dübel u. dergl. verwendet, so sind sie auf Lochleibungsdruck und auf Biegung zu berechnen, wobei die Druckverteilung nach Abb. 17 und demnach die Momente

$$M_1 = \frac{P\,a}{8}$$

und $M_2 = \frac{2P\,b}{27}$

anzunehmen sind.

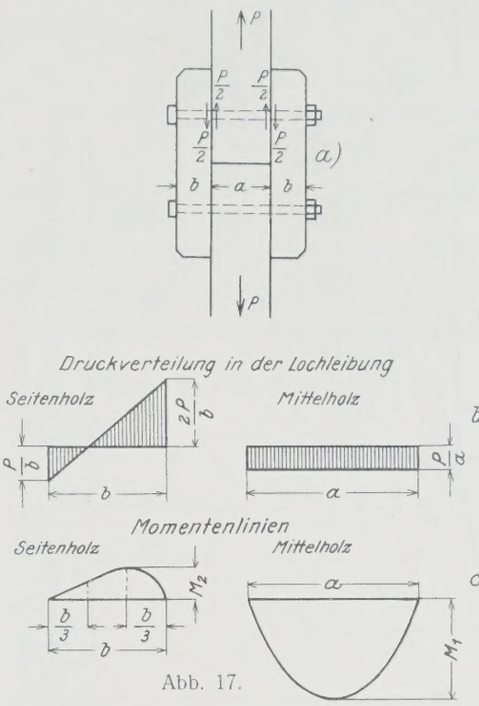


Abb. 17.

Die gleichmäßig auf die Lochleibung bezogene Pressung darf betragen

bei Mittelhölzern 100 kg/cm²,
bei Seitenhölzern 50 kg/cm².

Für Beanspruchung rechtwinklig zur Faserrichtung sind diese Werte auf $^1/_3$ zu ermäßigen.

Für Verbindungen mit gebogenen oder geknickten Flacheisen, die mindestens 6 mm dick sein müssen, ist, falls nicht ausreichende Versuchsergebnisse staatlicher Prüfungsanstalten ein Abweichen von dieser Regel gestatten, bei Annahme gleichmäßiger Verteilung auf die Druckübertragungsfläche mit einer zulässigen Spannung von 40 kg/cm² in der Faserrichtung und 15 kg/cm² rechtwinklig zur Faser zu rechnen.

Bei Dübeln und Keilen dürfen die unter Berücksichtigung des auftretenden Kippmomentes errechneten Spannungen die Werte der Tafel 3 unter a, d und e nicht überschreiten. Die Wirkung der Dübel und Keile muß hierbei durch eine ausreichende Zahl von Schraubenbolzen gewährleistet sein. Bei verdübelten oder verzahnten Balken ist das Widerstandsmoment zu rechnen

bei zwei Lagen: $W = 0{,}8 \cdot \frac{b\,h^2}{6}$,

bei zwei Lagen: $W = 0{,}6 \cdot \frac{b\,h^2}{6}$.

Mehr als drei Lagen sind unzulässig."

Zum Schluß ist noch darauf hinzuweisen, daß für den Holzbau Festigkeitsprüfungen mit Normenkörpern nicht genügen. Es sind noch weitere Versuche mit Holzkörpern von den im Holzbau üblichen Abmessungen und mit vollständig zusammengebauten Trägern notwendig, um die Frage der tatsächlich im Bauwerk vorhandenen Sicherheit zu klären und die Gleichwertigkeit mit anderen Bauweisen nachzuweisen.

Die Kohlen-Förder- und -Lageranlagen der Farbwerke vorm. Meister, Lucius & Brüning in Höchst a. M.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Geheimrat **Buhle**, Professor in Dresden.

(Schluß aus Heft 5.)

Die Anlage brachte für den Bauingenieur[4]) in mehr als einer Hinsicht sehr beachtenswerte und interessante Aufgaben. Zunächst galt es, eine Vermessung der von der Förderanlage zu erfassenden Fabrikabteilung vorzunehmen. Man stelle sich darunter aber nicht eine einzige große Halle oder einzelne große Hallen vor, sondern eine Stadt etwa von der Größe des Stadtkerns von Leipzig, und zwar ebenso wie dieser geteilt durch eine Anzahl von sehr verkehrsreichen Straßen. Der äußerst lebhafte Verkehr von Schmalspur-Dampfzügen, Lastkraftwagen, Handwagen und Fußgängern erschwerte die Vermessung sehr erheblich. Zu einzelnen

[4]) An dieser Stelle möchte ich nicht unterlassen, Herrn Oberingenieur Max Müller (Bauingenieur) der Firma Bleichert meinen verbindlichsten Dank für die freundliche Unterstützung bei der Abfassung der nachfolgenden Ausführungen auszusprechen; bei dem Vorhergehenden gilt dasselbe für Herrn Oberingenieur Bruckmann.

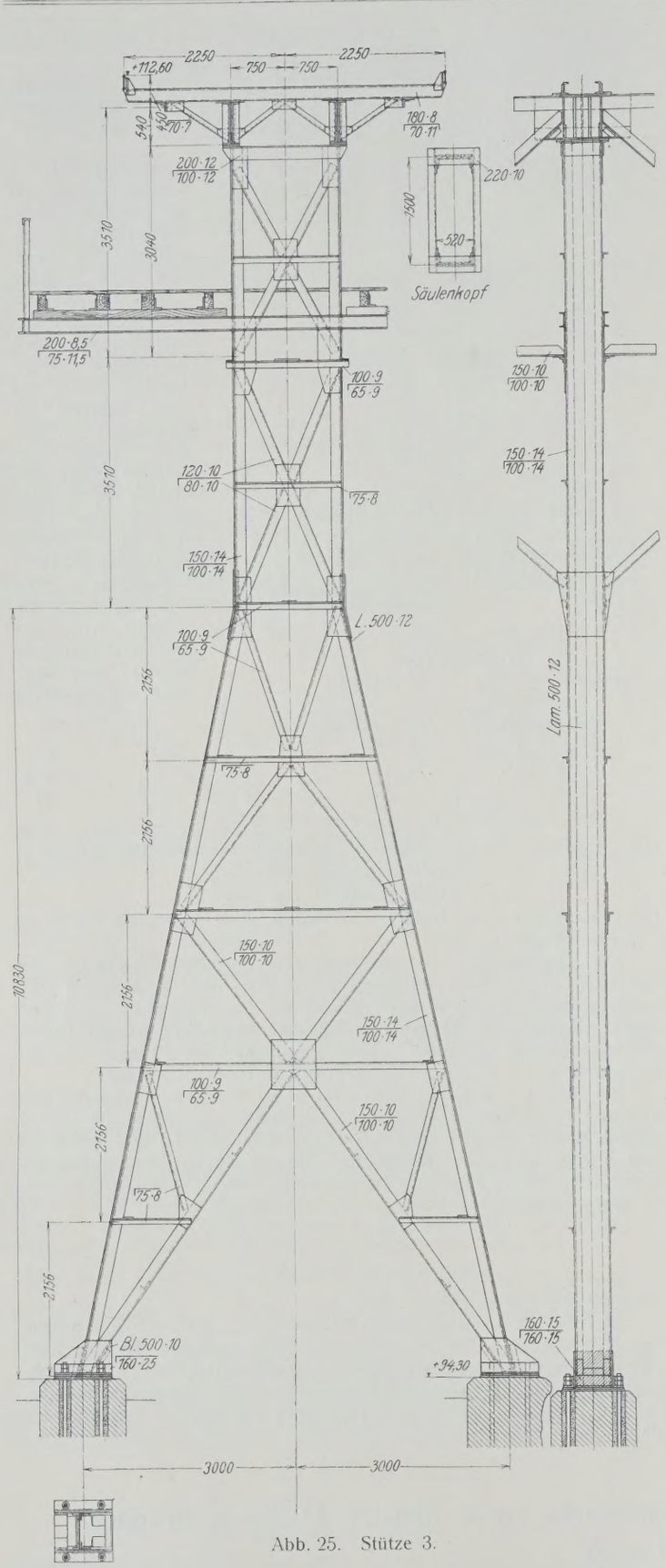


Abb. 25. Stütze 3.

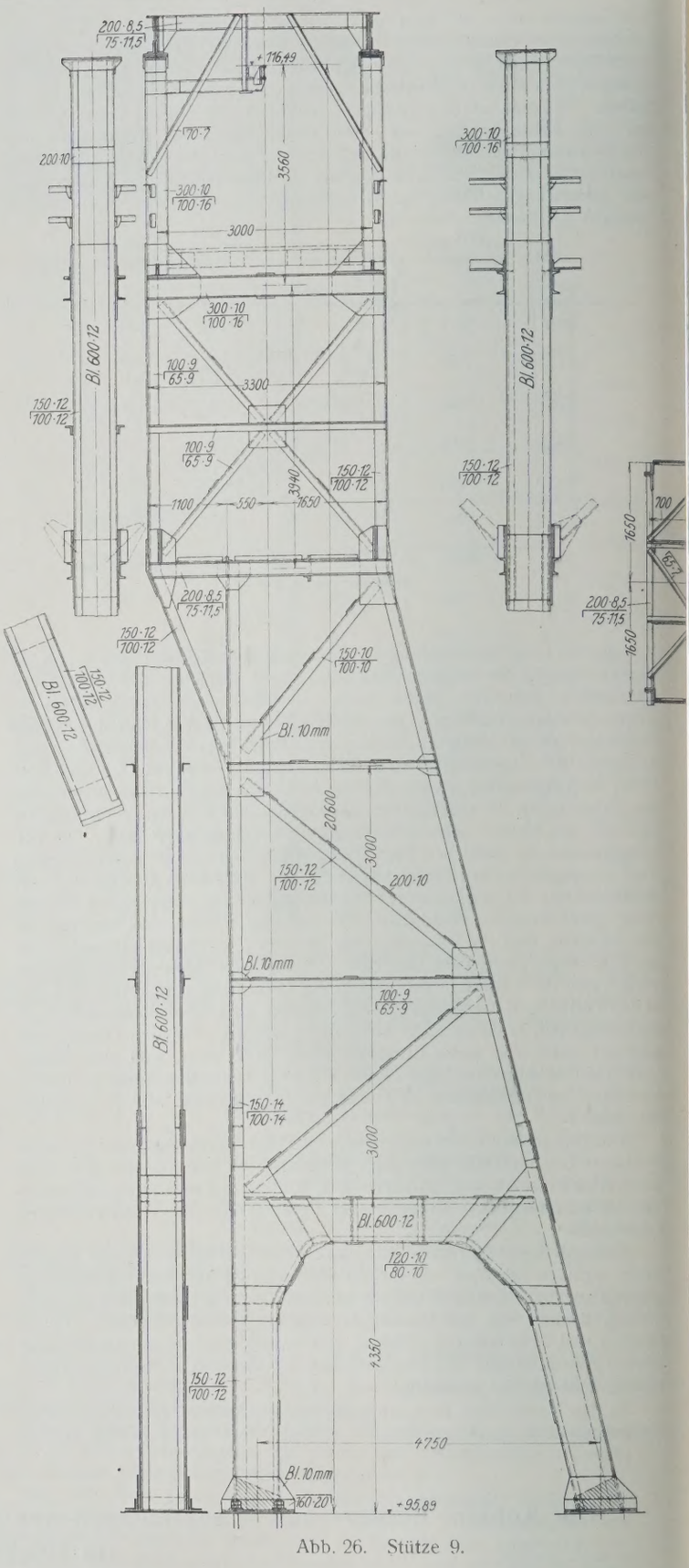


Abb. 26. Stütze 9.

Instrument-Aufstellungen wurden ganze Tage benötigt, d. h. nur um von einem Punkte aus die notwendigen Winkelmessungen nach den nächsten drei oder vier Polygonpunkten sachgemäß und genau vornehmen zu können. Ein genaues Netz ward aufgenommen, und zu diesem wurden alsdann die Einzelvermessungen durchgeführt. Auch diese hatten unter dem starken Verkehr innerhalb der Fabrikstraßen stark zu leiden und erforderten viel Zeit, weil nicht nur wagerechte, sondern auch lotrechte Aufnahmen gemacht werden mußten. Letztere bezogen sich in der Hauptsache auf die außerordentlich zahlreichen Rohrleitungen, die besonders an den Straßenkreuzungen fast den Himmel verdunkeln. In dieses Gewirr von Rohrleitungen, Grubenanlagen und chemischen Apparaturen, die vielfach außerhalb der Gebäude lagen, mußte der Bauingenieur die Gerüste für die Hängebahnen hineinordnen. Es darf also nicht verwundern, wenn diese Gerüste vielfach eine abenteuerliche Gestalt angenommen haben, wie dies aus den Längsprofilen der Bahn (Abb. 13 bis 24) zu ersehen ist. Für mehrere Stationen, die an Straßenkreuzungen aufzustellen waren, mußte die Bauart des „Stuhles auf dem Tisch“ gewählt werden, wie dies z. B. an den Winkelstationen *G*, *H*, *I*, *K* und *L* (Abb. 18 bis 24)

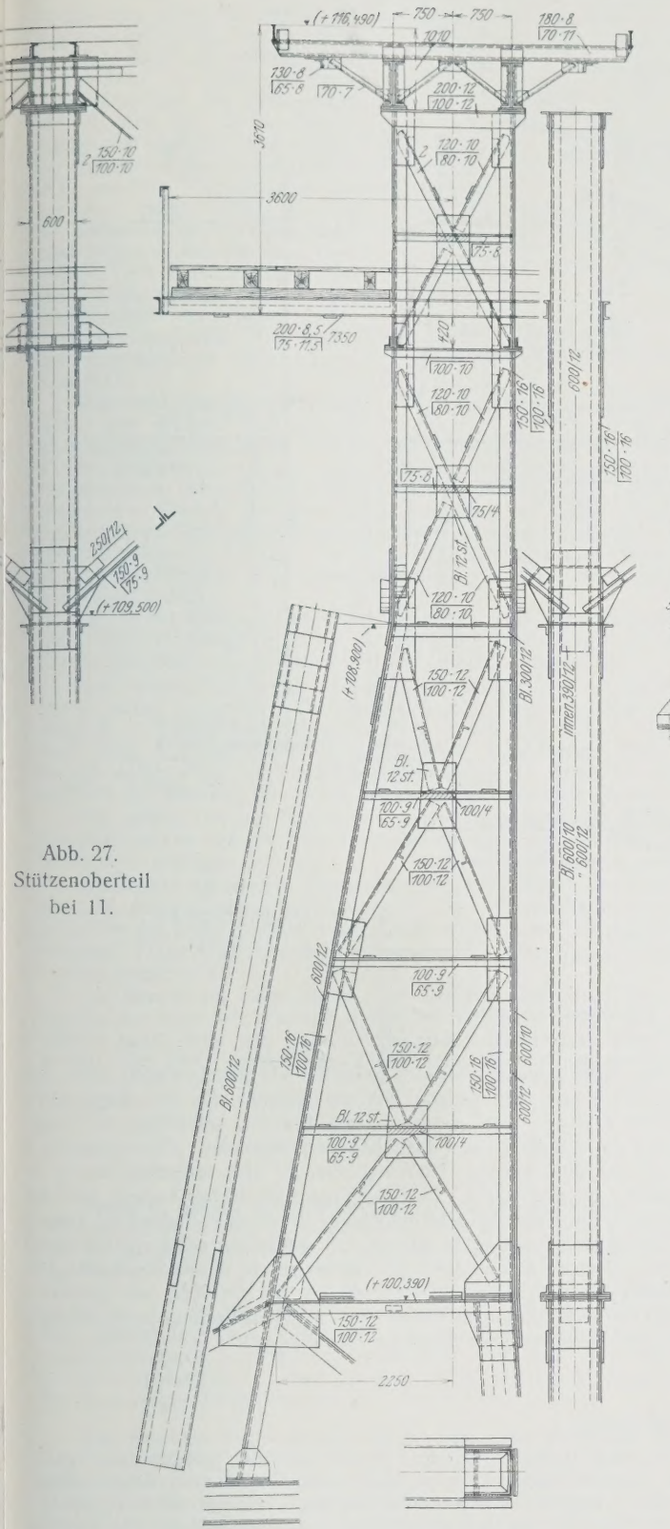


Abb. 27. Stützenoberteil bei 11.

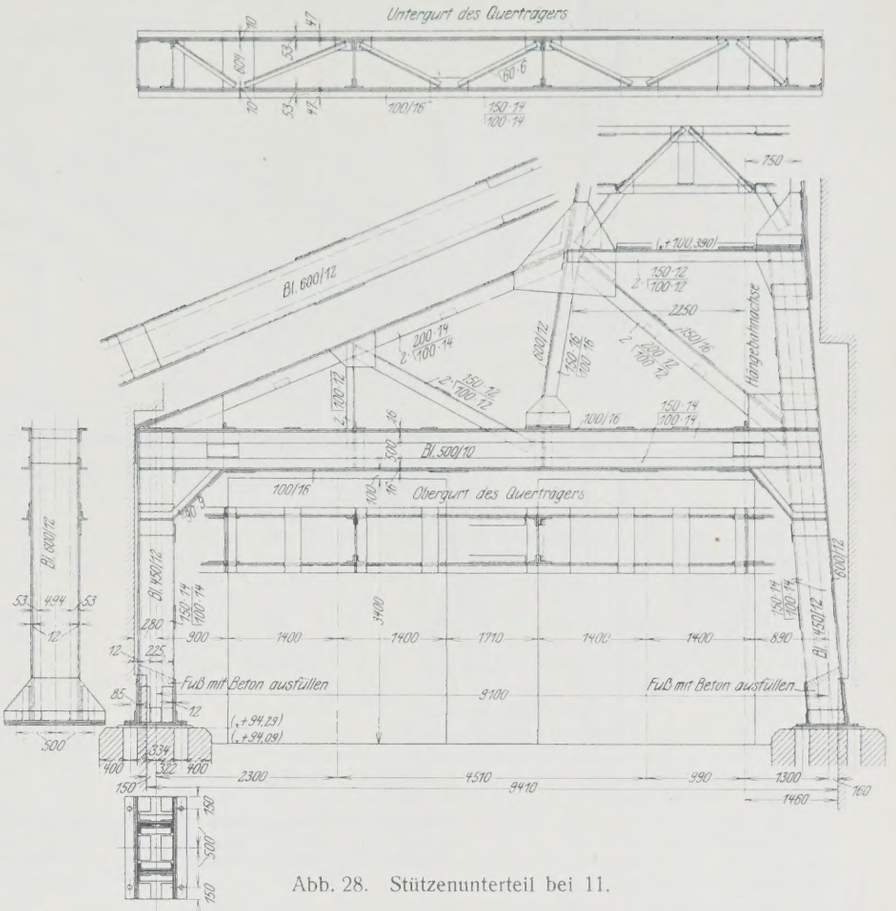


Abb. 28. Stützenunterteil bei 11.

deutlich zu ersehen ist (vergl. auch die MAN-Einzel-Abb. 25 bis 29). Die Unterbauten mußten hier auf Grund sorgfältiger Einzelaufmessungen vollständig außerhalb des Verkehrsbereiches abgestützt werden, während der Oberbau eigentlich nur die Bestimmung hatte, die Umführungscheibe der Winkelstation zu tragen und an zwei Seiten die lichte Öffnung für den Ein- bezw. Ausgang der Hängebahnwagen freizulassen.

Besonders abenteuerlich mutet die Bauart der Winkelstation *L* (Abb. 23 u. 24) an, die noch besonders dadurch gekennzeichnet wird, daß sich hier eine mit Bunkern belastete Brücke aufstützt, die ihr zweites Auflager mitten in einem Maschinenhause (Kesselhaus Ch 36 Ost) findet. Diese Bauart wurde bedingt durch die Rücksicht auf eine vorhandene Brücke mit sehr schweren Rohren. Anderseits mußte die Auskragung der Winkelstation vorgenommen werden, weil auf ein vorhandenes Betriebsgebäude Rücksicht zu nehmen war.

Die Unterbauten der Stationsgerüste stellen durchweg Rahmenbauten dar, die nach Möglichkeit als statisch bestimmte Gebilde durchgearbeitet worden sind. Diese Systeme zeichnen sich durch ihre „Unsymmetrie“ aus, was dem Laien teilweise wenig angenehm in die Augen fällt. Es sei nur auf die Winkelstationen *H*, *I* und *L* (Abb. 21 bis 24) verwiesen. Mit der Wahl statisch bestimmter Systeme, also Abstützung von Gitterträgern einerseits durch eine steife, anderseits durch eine Pendelstütze, wurde an vielen Stellen gleichzeitig den Wünschen der Betriebsleitung Rechnung getragen, die die Durchgangsprofile unter den Gerüsten so groß als irgend möglich haben wollte, um den regen Verkehr mit Kleinbahnzügen nicht zu behindern.

Bemerkenswert sind auch die Brückenbauten. Es war erstrebenswert, viele Brücken in gleichen Spannweiten auszuführen, mindestens aber die Feldteilungen gleich zu machen, um die Brückenlängen einfach durch Angliedern einer oder mehrerer Feldweiten erreichen zu können. Diese Absicht ließ sich leider nur selten verwirklichen, weil die Geländeverhältnisse, ferner die Rücksichten auf Fenster, Türen, Maschinen und „Apparaturen“ durchweg die Stellung der Stützenfüße vorschrieben. So konnten z. B. nur zwischen Winkelstation *A* und *B* (Abb. 14) zwei Brücken in der gleichen Länge von 61 m und in der Strecke von Winkelstation *G* nach *H* drei Brücken in der Länge von je 55 m ausgeführt werden (Abb. 20). Die letztgenannte Brückenstrecke bildet die längste überhaupt vorkommende Strecke; sie wird unterstützt von einem festen Gerüst Nr. 12 und zwei Pendelstützen Nr. 11 und 13. Die festen Auflager befinden sich aber nicht auf dem Gerüst Nr. 12, sondern auf den beiden Winkelstationen *G* und *H*, während das Gerüst Nr. 12 bewegliche Auflager besitzt. Durch diese Anordnung wurde insofern Material gespart, als die Gerüste der Stationen *G* und *H* ohnehin mit Rücksicht auf ihre große Basis erheblich aufnahmefähiger für wagerechte Kräfte sind als der auf schmalerem Raum aufgeführte Turm Nr. 12.

Auch die Ansicht der Brückenunterstützungen mußte mit Rücksicht auf das Gelände und die Baulichkeiten entworfen werden. Es kamen also auch hier keine symmetrischen Stützenansichten heraus, sondern vielfach unsymmetrische Bauweisen, zum Teil auch mit Auskragungen. An den aus- bezw. einspringenden Ecken dieser Eisenbauten mußten besondere Vorkehrungen getroffen werden, um die Knicksicherheit des ganzen Bauwerks in der senkrecht zur Ansicht stehenden Schnittebene zu gewährleisten.

Besonders hingewiesen sei noch darauf, daß die Winkelstationen *C* und *K* durch bestehende Becherwerkgerüste hindurchgesteckt werden mußten. Abgesehen von genauen Aufnahmen der vorhandenen Becherwerke, wurden nach Durcharbeitung der Bauweise nochmals genaue Nachprüfungen vorgenommen, daß auch alle neuen Bauglieder durch die Becherwerkkonstruktion hindurchgeführt werden konnten, ohne diese zu treffen.

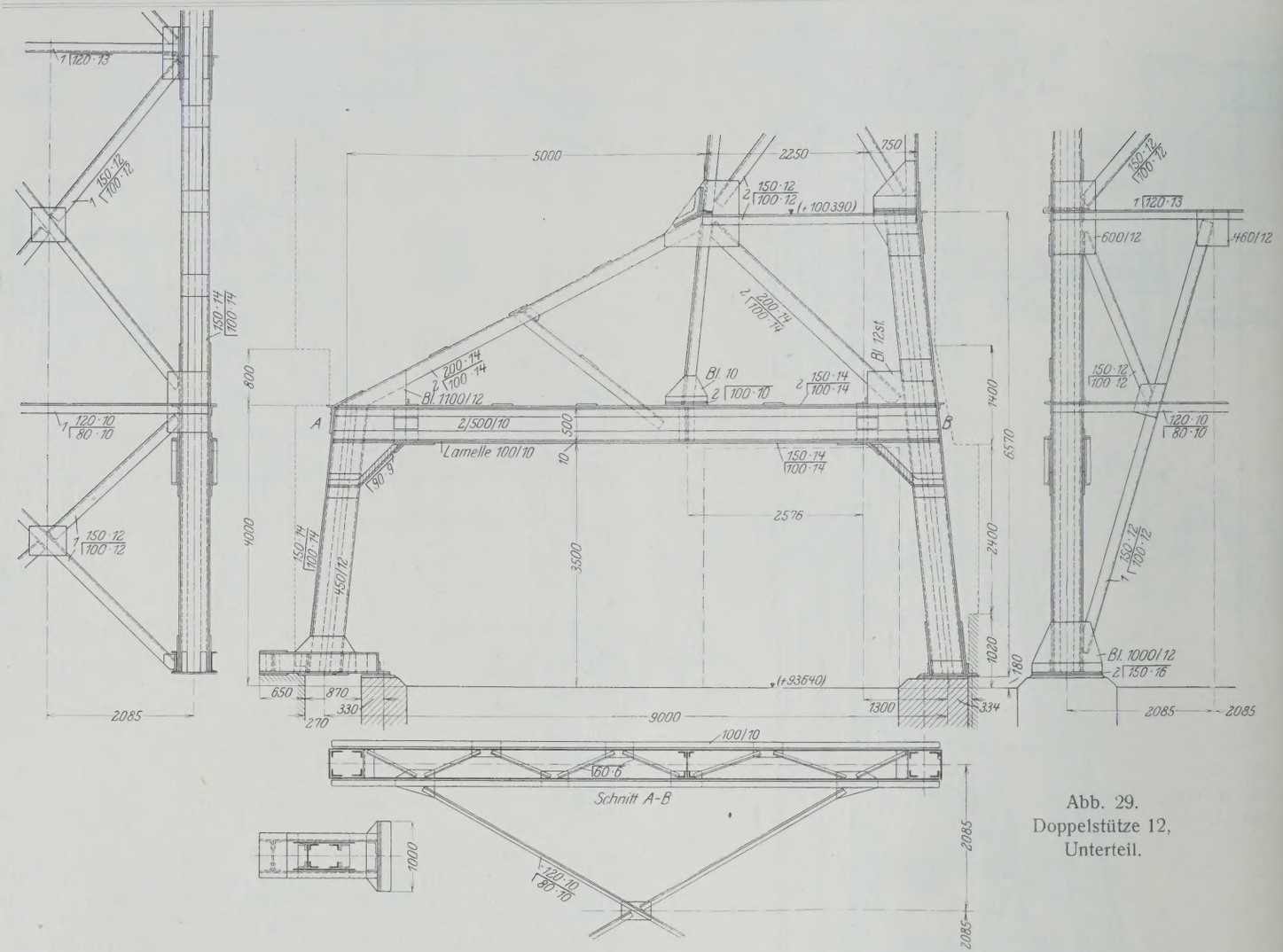


Abb. 29.
Doppelstütze 12,
Unterteil.

Ähnliche Schwierigkeiten wie bei der Ausarbeitung der Gesamt- und Einzelentwürfe ergaben sich auch bei der Aufstellung. Nur wenige Brücken konnten unten ganz fertig gemacht und dann im ganzen hochgezogen werden. Der weitaus größere Teil mußte auf besonderen, der Höhenlage der Brücken entsprechenden Gerüsten zusammengesetzt und dann auf die Auflager niedergelassen werden. Dies ergab sich nicht nur dort, wo die Förderanlage über vorhandene Gebäude führt, in denen der Betrieb ununterbrochen weitergeführt werden mußte, sondern auch besonders dort, wo die Brücken sich über verkehrsreiche Straßen hinziehen, auf denen die stetige Durchführung des Verkehrs das höchste Gebot war.

Blicken wir hiernach kurz nochmals zurück, so sehen wir, daß die unter den Mischbunkern (Abb. 10) gefüllten Hängebahnwagen über ein Gefälle, das infolge des kleinen Fahrwiderstandes der mit Kugellagern ausgerüsteten Wagen nur gering zu sein braucht, selbsttätig zur Wage fahren und nach Wägung der dicht daneben liegenden „Einkuppelstelle" von Hand zugeführt werden. Hier klemmen sie sich selbsttätig durch ihr Eigengewicht an das ständig in Bewegung befindliche Zugseil fest und werden nach den Kesselhäusern gefördert. Nach ihrer Entleerung kehren sie zur Beladestelle zurück, in der sie sich selbsttätig an der „Auskuppelstelle" vom Zugseil lösen. Von den Bunkern aus fließt die Kohle den Feuerungen durch flußeiserne Röhren zu.

Die Gesamtausführungen bilden eine Ingenieurleistung ersten Ranges von drei der bedeutendsten deutschen Welthäuser!

Alle Rechte vorbehalten.

Der Freihafen in Malmö.

Bis zur Erbauung des Kaiser-Wilhelm-Kanals ist der Sund die wichtigste Zufahrtstraße zur Ostsee gewesen. Schätzungsweise durchfahren ihn auch heute noch jährlich im Durchschnitt etwa 60 000 Fahrzeuge, wobei sie teilweise die an seinen Ufern belegenen Häfen anlaufen. Es ist bei diesen günstigen Verhältnissen nicht verwunderlich, daß der am Sund gelegene Hafen in Malmö eine für nordeuropäische Verhältnisse ungewöhnlich rasche Entwicklung genommen hat. Die Stadt Malmö ist die aufstrebendste in Schweden und hat augenblicklich etwa 116 000 Einwohner, während sie vor 25 Jahren erst die Hälfte davon besaß.

Vor ungefähr 150 Jahren erhielt Malmö seinen ersten Hafen mit einer 1,20 m tiefen Zufahrtstraße. Seitdem hat dieser Hafen sich, wenn auch mit starken Unterbrechungen, weiterentwickelt; zurzeit hat der Zollinlandhafen eine Kailänge von ungefähr 4500 m mit einer nutzbaren Wassertiefe von 6 bis 7,25 m.

Vorschläge für die Erbauung eines Freihafens wurden schon 1882 gemacht, aber erst 1907 wurde das erforderliche Gesetz verabschiedet. Nach umfangreichen, besonders die künftige Entwicklung berücksichtigenden Untersuchungen genehmigte die schwedische Regierung im Jahre 1917 den Entwurf für den Freihafen, so daß in demselben Jahre mit dem Bau begonnen werden und im Jahre 1922 der erste Ausbau dem Verkehr übergeben werden konnte.

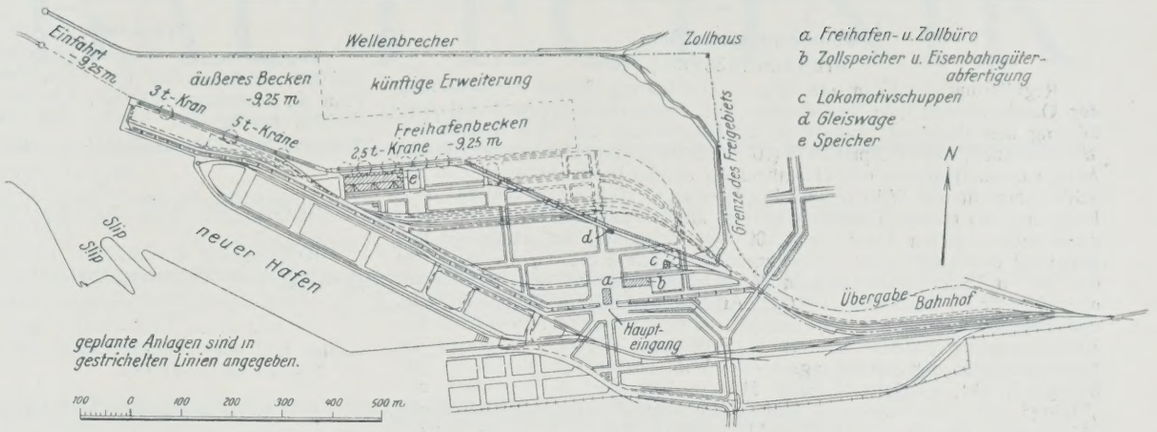
Von See her[1]) gelangt man durch den Zufahrtkanal zunächst an ein Wendebecken, an das sich das eigentliche Freihafenbecken anschließt. Die Wassertiefe beträgt überall 9,25 m. An der Südseite der beiden Becken ist eine insgesamt 686 m lange massive Kaimauer erbaut worden, hinter der, soweit sie am Wendebecken liegt, Freilagerplätze angeordnet sind, und soweit sie am Freihafenbecken erbaut ist, zunächst ein Speicher hergestellt ist. Platz für die Entwicklung des Hafens durch Verlängerung der Kaimauer landeinwärts und die Errichtung weiterer Speicher ist vorhanden. Ebenso kann, falls die Südseite des Freihafenbeckens für den Verkehr nicht mehr ausreichen sollte, seine Nordseite ausgebaut werden.

Das erforderliche Gelände hat sich durch Aufschüttung des bei der Baggerung des Zufahrtkanals und der beiden Becken gewonnenen Bodens ergeben. Rd. 1 Mill. m³ Klei, Sand und Kreide sind zu diesem Zweck, teilweise durch deutsche Unternehmer, gebaggert worden. Der Bodenaushub war mit großen Schwierigkeiten verbunden, da der Bau zu einem großen Teile in dem den Untergrund bildenden harten Kreidefelsen ausgeführt werden mußte. Mit den Baggerungen ging die Erbauung der Kaimauern und des Speichers Hand in Hand.

Auf die Erbauung eines Schuppens unmittelbar hinter der Kaimauer hat man verzichtet, dafür aber einen dreistöckigen unterkellerten Speicher aus Eisenbeton mit Ziegelausmauerung hergestellt. Die Decken sind als Pilzdecken ausgebildet, wobei der Bewehrung für die Decke des Kellergeschosses eine Nutzlast von 2250 kg/m² und für die beiden weiteren

[1]) Nach „The Dock and Harbour Authority", Bd. V, Nr. 52, London 1925.

Decken eine solche von 1800 kg/m² zugrunde gelegt ist. Das Gebäude ist 120 m lang und im Erdgeschoß 34,8 m breit. Im Ober- und Dachgeschoß springt die Vorderwand ein, so daß sich breite Absatzplattformen ergeben, die innerhalb der Reichweite der Krane liegen. Die nutzbare Grundfläche des Speichers umfaßt 16 000 m². In der Länge ist das Gebäude durch zwei Brandmauern in drei Teile zerlegt. An der Landseite sind sechs Güteraufzüge von je 2 t Tragfähigkeit in feuersicheren Schächten eingebaut. Der Boden des Erdgeschosses liegt 1,12 m über S.O.



Beiderseits des Speichers und hinter dem größten Teil der am Wendebecken liegenden Kaimauer sind doppelte Gleise mit den nötigen Weichenverbindungen angeordnet. Zum Ordnen der Eisenbahnwagen ist ein besonderer Verschiebebahnhof hergestellt worden. Die Übergabe der Wagen im Verkehr zwischen dem Freihafen und dem Bahnnetz der Schwedischen Staatseisenbahnen geschieht auf einem außerhalb des Freigebietes belegenen Bahnhof. In das Hauptzufahrgleis zum Hafen ist eine für 50 t Tragfähigkeit bemessene Gleiswage mit einer Brückenlänge von 8 m eingeschaltet.

Hinter der Kaimauer am Freihafenbecken sind sechs Halbportalkrane mit je 2,5 t Tragfähigkeit, hinter der am Wendebecken drei mit oder ohne Greifer arbeitende Krane von 3 bis 5 t Tragkraft angeordnet.

Die Zollabfertigung von Massengütern geschieht in der Regel an der Lösch- bezw. Ladestelle. Die übrigen Güter werden in dem am Haupteingange des Freihafens belegenen Zollspeicher abgefertigt. Er enthält zwei helle Abfertigungsräume, deren einer heizbar ist. Das Gebäude enthält weiter Platz für die Zollbeamten und einen Raum, in dem Güter während der Zahlung der Zollgebühren gelagert werden können.

Ein großer Teil des Speichers enthält Güterböden der Schwedischen Staatsbahnen, so daß die Waren unmittelbar nach der Zollabfertigung zur Bahnabfuhr gelangen können.

Gleichfalls neben dem Haupteingange befindet sich das Verwaltungsgebäude, das im Erdgeschoß Zimmer für das Zollamt nebst Zollkasse usw. sowie für die Untersuchung von Gepäck enthält. Im ersten Stock ist die Malmöer Freihafengesellschaft untergebracht. Der Keller ist zu Lagerräumen hergerichtet.

Für Bauzwecke steht zurzeit ein Gelände von etwa 7 ha zur Verfügung, das aber, wie erwähnt, durch Anschüttungen beträchtlich vermehrt werden kann, ohne daß es einer Änderung der Grenzen des Freihafens bedarf. Der Platz unmittelbar hinter der Kaimauer ist für den Güterumschlag, für Kaischuppen und für weitere Speicher bestimmt. Die Hauptfläche soll Firmen für Lagerplätze sowie für die Errichtung von Schuppen oder Fabrikanlagen überlassen werden.

Die Verwaltung des gesamten Freihafens einschließlich des Löschens und Ladens der Schiffe, des Stauereigeschäfts usw. wird durch die Malmöer Freihafengesellschaft wahrgenommen, deren Vorstand durch die Stadt Malmö bestellt wird, und die ausschließlich für diesen Zweck gegründet ist. Das übliche Nebeneinander mehrerer Dienststellen ist so vermieden. Die Tarife werden durch die örtliche Vertretung der schwedischen Regierung nach Anhörung der Handelskammer und des städtischen Handels- nnd Schiffahrtsamtes festgesetzt und sind so eingestellt, daß der Verkehr über den Malmöer Freihafen nicht teurer wird als über einen anderen Hafen in Skandinavien.

Das Hinterland von Malmö ist nicht sonderlich groß; der Einfluß von Gotenburg auf der einen Seite und von Trelleborg auf der anderen läßt dazu zweifelhaft erscheinen, ob nicht künftig sich das Hinterland noch verkleinern wird. Der Inlandverkehr wird also, zumal Malmö über eine an den Hafen anschließende Binnenschiffahrtstraße nicht verfügt, ein bestimmtes Maß kaum überschreiten. So ist der Hafen in gewissem Umfange auf Ansiedlung von Veredelungsindustrie angewiesen, da auch der Umschlag von Gütern zwischen der transozeanischen und der Ostseefahrt sich voraussichtlich nur zu einem Teil in Malmö vollziehen wird. Der Wettbewerb von Gotenburg in Schweden, von Kopenhagen auf der dänischen Seite des Sundes, von Flensburg, Kiel und Lübeck an der deutschen Ostseeküste, sowie von Hamburg, das, in dieser Hinsicht durch den Kaiser-Wilhelm-Kanal besonders begünstigt, einen wesentlichen Teil dieses Verkehrs an sich ziehen konnte, läßt es zweifelhaft erscheinen, ob die glänzende Entwicklung Malmös sich auch in Zukunft in demselben Maße fortsetzen wird wie bisher. —dt.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 5. Februar erschienene Heft 3 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: E. Kemnitz & Cia.: Das Wasserkraftwerk Rio de Pedras, Brasilien. — Dr. Berrer: Zusammenstellung der Beiwerte für die Bemessung einfach bewehrter Eisenbetonplatten. — Dr. H. Marcus: Zur Schubsicherung der Eisenbetonträger. — Geh. Baurat, ord. Prof. K. Hager: Zur Frage der Schubbewehrung bei Eisenbetonträgern. — Dipl.-Ing. Habicht: Der neue Bauunfall an der Gartzer Oderbrücke. — Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel: Neue Versuche mit dem Jaeger-Schnellmischer.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 10. Februar ausgegebene Heft 3 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. Walter Kurt Behrendt: Landesplanung in den Vereinigten Staaten. — Haus Hartrath, M.-Gladbach. Architekten: Friese u. Bermbach. — Das Dresdner Museumsforum. Architekt Otto Wilh. Wulle.

Aus dem Reichshaushalt 1927. Einnahmen und Ausgaben gleichen sich aus mit zusammen 8 526 479 185 R.-M. für die allgemeine Reichsverwaltung und mit 1 976 903 207 R.-M. für die Kriegslasten. Für allgemein technische und bautechnische Ausgaben kommt wie im Vorjahre[1]) nur der Haushalt des Reichsverkehrsministeriums in Frage, der fast ausschließlich Aufgaben des Wasser- und Kanalbaues sowie des Wasserstraßenverkehrs umfaßt.

1. Ordentlicher Haushalt: Fortdauernde Ausgaben.

Verschiedenes: Betrieb des Seezeichenwesens 220 800, bauliche Unterhaltung der Tonnen, Fahrzeuge, Tonnenschuppen, Leuchttürme, Nebelsignalstationen, Feuerschiffe und Baken sowie der Dienstwohnungsgebäude 137 600, wissenschaftliche Hilfsmittel und Veröffentlichungen sowie Auszeichnungen für freiwillige Mitarbeiter der Seewarte, namentlich für gute Beobachter auf See 100 690, Baggerarbeiten 457 900, Unterhaltung der Schleusen- und Hafenbauwerke, der Eisenbahn- und Straßenbrücken sowie der Beleuchtungs-, Telegraphen- und Fernsprechanlagen 1 344 700, Unterhaltung und Betrieb der Werft Saatsee bei Rendsburg einschließlich der Flüssiggasanstalt und der Seezeichenwerkstatt daselbst 1 024 200, Betriebsstoffkosten der Maschinen- und Dampfkesselanlagen usw. für Schleusen, Brücken usw. 201 000, Unterhaltungskosten der Schlepp- und Lotsendampfer, der Dienstfahrzeuge und der Fährfahrzeuge 467 600, Kraftausnutzung der Staustufen der Oder bei Janowitz und Koppen 163 000, Beteiligung des Reichs an der Teltow-Kanal-A.-G. 48 274, Schleppbetrieb auf dem Rhein-Weser-Kanal 4 420 000.

Neckarbauverwaltung: Pauschbetrag an die Neckar-A.-G. in Stuttgart für die Verwaltung der Neckarwasserstraße im Bereich der Neckarbauämter Stuttgart und Heilbronn 12 800.

Ausgaben für die auf das Reich übergegangenen Wasserstraßen der Länder: Pauschsumme zur Erstattung persönlicher und damit zusammenhängender sächlicher Ausgaben der Länder für die Verwaltung der Reichswasserstraßen (ausschl. der persönlichen Ausgaben Preußens für den Schleppbetrieb auf dem Rhein-Weser-Kanal) 10 800 000, Unterhaltung und Betrieb der Binnenwasserstraßen 25 800 000, Unterhaltung und Betrieb der Seewasserstraßen einschl. des Seezeichen- und Lotsenwesens 18 500 000, Bergung von in Seenot befindlichen Schiffen durch Regierungsschiffe sowie Belohnungen für die beteiligten Mannschaften, ferner Kosten, die durch den Besuch von Leuchttürmen und sonstigen Anlagen erwachsen, sowie Entschädigungen für die beteiligten Beamten 12 000, Abwendung und Bekämpfung der Hochwasser- und Eisgefahr 400 000, zur Verfügung für literarische und gemeinnützige Zwecke 8000, Verkehrs- und Baumuseum in Berlin 26 500.

2. Ordentlicher Haushalt: Einmalige Ausgaben.

Verschiedenes: Erweiterung des Kaiser-Wilhelm-Kanals (Rest) 40 000, Anschluß des Kraftwerks Kudensee an das Überlandnetz 49 000, Beteiligung des Reichs an den Aufwendungen für die Aufrechterhaltung der Schnelldampferlinie Swinemünde—Pillau 370 000, Ersatzbeschaffung abgängigen Geräts der Reichswasserstraßenverwaltung (2. Teilbetrag) 3 000 000, Versuche auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues (6. Ergänzungsbetrag) 15 000.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 6 u. 7, S. 79 u. 90.

Binnenwasserstraßen.

Preußen (9 387 000).

Regulierung der Krummen Gilge (1. Teilbetrag) 400 000, Verbesserung der Oderschiffahrtstraße bei Breslau im Zusammenhange mit der Ausführung des Gesetzes, betreffend die Herstellung und den Ausbau von Wasserstraßen, vom 1. April 1905 (10. Ergänzungs- und Restbetrag) 100 000, Anlage eines Bauhofes und Hafenbeckens an der Breitenbachfahrt bei der Schleppzugschleuse Wilhelmsruh bei Breslau (3. Teilbetrag) 300 000, Verlängerung des oberen Trennungsdammes an der Staustufe Groschowitz der kanalisierten oberen Oder (Rest) 100 000, Vertiefung der Flußsohle und Regelung des Laufes der Netze unterhalb Filehne 82 200, Verlängerung des oberen Trennungsdammes an der Staustufe Oderhof der kanalisierten oberen Oder (1. Teilbetrag) 150 000, Ausbau der oberen Trennungsspitze, der oberen Kanaleinfahrt und des rechtseitigen Stromufers oberhalb des Kanals an der Schleuse Ransern (1. Teilbetrag) 193 000, Sicherung der Kammermauern der Schleppzugschleuse Wilhelmsruh bei Breslau (1. Teilbetrag) 78 000, Ersatzbeschaffung für die Eimerbagger „Gleiwitz“ und „Elbing“ der Oderstrombauverwaltung 210 000, Ufersicherungen an der Müggelspree von km 12,000 bis 44,975 (Rest) 100 000, Verbesserung der Fahrstraße in der Sakrower Enge 120 000, Verbesserung des Fahrwassers in der Havel oberhalb Brandenburg (1. Teilbetrag) 100 000, Niedrigwasserausbau der Elbe bei Storkau, km 396,0, (Rest) 90 000, Verbesserung der Stromstrecken der Elbe mit regelmäßig eintretendem schlechten und seichten Fahrwasser im Bezirke des Wasserbauamts Wittenberge von km 442,5 bis 502,5 (3. Teilbetrag) 250 000, Maßnahmen zur Erhaltung des Fahrwassers der Elbe bei km 189/190 (Clödener Enge), (2. Teilbetrag) 175 000, Verlängerung von zwei Buhnengruppen bis zu 20 m im Wasserbauamtsbezirk Lauenburg, km 574/575, (Rest) 146 000, Neubau eines Deckwerkes auf dem rechten Elbufer bei Dautzschen, km 162,62/164,08, im Bauamtsbezirk Torgau (1. Teilbetrag) 100 000, Neubau eines Deckwerkes bei km 350,0 der Elbe an der Ohremündung, Bauamtsbezirk Magdeburg, (1. Teilbetrag) 70 000, Herstellung eines Deckwerkes am Rühstädter Deich, km 438,0 bis 439,225 der Elbe im Bauamtsbezirk Wittenberge, (1. Teilbetrag) 100 000, Sicherung des Borghorster Deckwerkes bei km 587,445 bis 588,0 der Elbe im Bauamtsbezirk Lauenburg (1. Teilbetrag) 33 000, Maßnahmen zur Beseitigung von Stauschäden an der kanalisierten Aller (Rest) 190 000, Herstellung von zwölf Dammwärterhäusern und Ausführung weiterer Sicherheitsmaßnahmen am Ems-Weser-Kanal (Rest) 114 000, Bau eines Deckwerkes am rechten Weserufer bei Bollen, km 352,2 bis 352,8, (Rest) 50 000, Vor- und Entwurfarbeiten für die Kanalisierung der Weser von Minden bis Bremen (Ergänzungsbetrag) 145 000, Verstärkung der Dämme des Ems-Weser-Kanals (1. Teilbetrag) 400 000, Neubau einer Schleppzugschleuse bei Hameln (1. Teilbetrag) 600 000, Sicherungsmaßnahmen gegen Rutschungen im Harenberger Einschnitt des Zweigkanals nach Linden 42 000, Vorarbeiten für den Ausbau der Weser von Hann.-Münden bis Minden 125 000, Beseitigung von Fehlstellen auf der Weser zwischen Hann.-Münden und Minden (1. Teilbetrag) 170 000, Ablösung der Unterhaltungspflicht der Entwässerungsanlagen an der kanalisierten Aller (1. Teilbetrag) 150 000, Ausbesserung und Verstärkung von massiven Brücken des Ems-Weser-Kanals 147 000, Wiederherstellung der durch das außergewöhnliche Hochwasser vom Januar 1926 zerstörten Ufer- und Strombauten im Gebiete der Weser (1. Teilbetrag) 180 000, Herstellung einer zweiten Fahrt im Zuge des Dortmund-Ems-Kanals an dessen Kreuzung mit der Emscher (3. Teilbetrag) 1 500 000, Umbau der Rollschütze in den Schleusen des Dortmund-Ems-Kanals (Rest) 54 000, Kanalverbreiterung an der Südseite des Rhein-Herne-Kanals vor der Abzweigung der zweiten Mündung bei Duisburg-Ruhrort 60 000, Untersuchung der hydrologischen Verhältnisse der Ems und Vorarbeiten zur Erlangung eines Entwurfs für eine Erweiterung des Dortmund-Ems-Kanals (2. Teilbetrag) 190 000, Beschaffung eines Schutensaugers (Spülers) mit acht Prahmen für das Wasserbauamt Meppen (Rest) 50 000, Begradigung der Ems zwischen Papenburg und Leerort (11. Ergänzungsbetrag) 100 000, Vor- und Entwurfsarbeiten zur Prüfung der Bauwürdigkeit des Hansakanals (2. Teilbetrag) 600 000, Versetzung von Mehrpfählen am rechten Rheinufer zwischen Rüdesheim und Aßmannshausen 61 000, Verbesserung des Fahrwassers im Rhein bei Uerdingen (1. Teilbetrag) 35 000, Errichtung eines Dienstgebäudes für den Wasserbauamtsbezirk Düsseldorf 102 500, Beschaffung von vier Materialtransportkähnen für die Rheinstrombauverwaltung 194 000.

Bayern (437 000).

Verlängerung der Wehrstege an den Mainstaustufen Kleinostheim und Großwelzheim 65 000, Fahrwasserverbesserung an der Donau unterhalb der Altmühlmündung 290 000.

Bayern und Baden.

Nachregulierung des Rheines auf der Strecke zwischen Mannheim (Rheinau) und Sondernheim (Rest) 800 000.

Sachsen (180 000).

Ausbau des Niederwasserbetts der Elbe zwischen dem Rehbock oberhalb Meißen und der Eisenbahnbrücke daselbst (Rest) 30 000, Elbstromberichtigung bei Leckwitz-Nünchritz (1. Teilbetrag) 150 000.

Hessen (267 000).

Erhaltung des Fahrwassers im Rhein bei Nackenheim (km 319 bis 321), (2. Teilbetrag) 100 000, Erhaltung des Fahrwassers im Rhein unterhalb der Eisenbahnbrücke bei Worms (km 279,0 bis 281,1), (2. Teilbetrag) 167 000.

Hamburg.

Ausbau des rechten Elbufers oberhalb Geesthacht bei km 583 (2. Teilbetrag) 126 000.

Mecklenburg-Schwerin (931 000).

Regulierung der Warnow zwischen Bützow und Rostock (5. Teilbetrag) 386 000, Verbesserung der Elde-Wasserstraße zwischen Kuppentin und Plau (3. Teilbetrag) 400 000, Umbau des Kanals Güritz—Grabow (Rest) 70 000, Beitrag des Reichs zum Neubau der Straßenbrücke über die Warnow bei Schwaan 75 000.

Mecklenburg-Strelitz.

Ausbau des Kammer-Kanals (Rest) 100 000.

Oldenburg.

Begradigung der unteren Hunte einschl. Deichverlegungen (2. Ergänzungs- und Restbetrag) 100 000.

Anhalt.

Neubau eines Deckwerkes ober- und unterhalb der Elbbrücke bei Roßlau und eines Parallelwerkes oberhalb der Elbbrücke von km 257,472 bis 258,075 (Rest) 40 000. (Schluß folgt.)

Die neue Moselbrücke Kochem—Kond. Die neue Moselbrücke für den Personen- und Fuhrwerkverkehr zwischen Kochem und Kond ist nach der „Tremonia“ fertiggestellt worden. Damit ist eine weitere Voraussetzung dafür geschaffen, großzügige Straßenpläne in der Längsrichtung durch Hunsrück und Eifel für den Verkehr der Zukunft durchzuführen. Die Brücke Kochem—Kond, deren Einweihung am 23. Januar stattfinden sollte, ist eine der schönsten Moselbrücken und paßt sich in Aussehen und architektonischer Gestaltung dem Landschaftsbilde harmonisch an.

Leuchtturmbergung durch einen 250-t-Schwimmkran. Der englische Dampfer Anglo Columbian stieß kürzlich beim Einlaufen in den Hafen 2 von Bremen, ohne selbst einen Schaden zu leiden, mit seinem Bug auf den Molenkopf des Hafens, durchstieß die Molenwand und drang etwa 1,5 m in das Erdreich ein, wobei er den am Molenkopf stehenden, zugleich als Molenwärterhaus ausgebildeten Leuchtturm unterhöhlte und in Schräglage brachte. Der Untergrund des Leuchtturms wurde durch die Gezeiten noch stärker unterspült, und es bestand schließlich die Gefahr, daß der Molenkopf auseinanderbrach, der Leuchtturm dadurch gegen die Hafeneinfuhr fiel und diese versperrte.

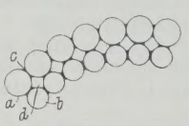
Zur Aufrichtung, Hebung und Versetzung des Leuchtturms 30 m weiter südlich wurde der 250-t-Demag-Schwimmkran in Wilhelmshaven zugezogen. Dieser Kran trägt bei 18 m Ausladung 250 t (bei 20 m 200 t, bei 23 m 150 t, bei 27,5 m 100 t, bei 31 m 65 t, bei 42 m 50 t), während die beiden für den Panamakanal gelieferten 250-t-Schwimmkrane diese Last nur bei 7,3 m Ausladung über Bordkante tragen. Die Spitze des aufgerichteten Auslegers reicht 84 m über Deck, die Länge des drehbaren Auslegers bis zur Spitze beträgt 57 m.

Vortrag Schwarzenbach-Talsperre. Am 21. Februar, 7 Uhr, und am 22. und 23. Februar, 9 Uhr, veranstaltet die Siemens-Bauunion in der Urania, Berlin, je eine Vorführung ihres Filmes über die Ausführung der Schwarzenbach-Talsperre mit einleitenden Worten von Dipl.-Ing. Falley.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Verfahren zur Herstellung hohler Bauwerke für Talsperren, Dämme, Stütz- oder Futtermauern. (Kl. 84a, Nr. 430 391 vom 20. 12. 1923 von Dipl.-Ing. Alex Vogt in Borna b. Leipzig.) — Das Verfahren besteht darin, daß zylindrische Schächte *a* und *b* von verhältnismäßig großem Durchmesser und dünner Wandstärke dicht nebeneinander in Reihen einzeln hochgemauert und erst nach Setzen und Abbinden der einzelnen Schächte durch Ausfüllung und Dichtung der Zwickel *c* mit Mauerwerk, Zement oder dergl. zwischen den Schächten zu einem zusammenhängenden Ganzen verbunden werden. Das Bauwerk kann aus einer Schachtreihe oder deren mehreren aufgeführt werden.



Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt: die Regierungsbaumeister (W.) Dr.-Ing. Hansen von Oppeln an das Polizeipräsidium (Verwaltung der Berliner Wasserstraßen) in Berlin und Steffens von Meppen an das Wasserbauamt in Rheine.

Gestorben: der Baurat Dr.-Ing. ehr. Karl Kölle in Frankfurt a. M., früher Stadtbaurat daselbst, und der Regierungsbaurat Otto Schroeder, Vorstand des Kulturbauamts Stargard i. Pomm.

INHALT: Beitrag zur Berechnung von Raumfachwerken. — Die „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke (BH)“ der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. (Schluß.) — Die Kohlen-Förder- und -Lageranlagen der Farbwerke vorm. Meister, Lucius & Brüning in Höchst a. M. (Schluß.) — Der Freihafen in Malmö. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Aus dem Reichshaushalt 1927. — Neue Moselbrücke Kochem—Kond. — Leuchtturmbergung durch einen 250-t-Schwimmkran. — Vortrag Schwarzenbach-Talsperre. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang | BERLIN, 18. Februar 1927. | Heft 8

Alle Rechte vorbehalten.

Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten.

Von Reichsbahnoberrat **Kreß**, Hannover.

Meinen Angaben über die Geschichte der alten Brücke in der „Bautechnik“ 1925, Heft 15, möchte ich noch nachtragen, daß sich noch eine Veröffentlichung über den Bau in der Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover 1870, S. 144 ff. gefunden hat, wo ein am 6. April 1870 gehaltener Vortrag des Herrn Baumeister Jakobi wiedergegeben ist. Danach wurden die Strompfeiler mit Druckluft auf eisernen Caissons mit Grundrißabmessungen bis 16 × 50 Fuß gegründet. Das Verfahren war damals erst bei ganz wenigen Bauwerken angewendet worden. Die Geräte waren dementsprechend noch sehr einfacher Art. Die Hauptgebläsemaschine war aus alten Lokomotivzylindern gebaut und wurde von einer alten Lokomotive angetrieben. Der Bau begann im Juni 1868. Da die Brücke am 15. Januar 1871 in Betrieb genommen ist, hat also die Bauzeit nur $2^1/_2$ Jahre gedauert. Die Bauzeit für die Pfeiler währte 18 Monate. Der Eisenpreis schwankte zwischen 348 und 360 M/t. Die gesamten Baukosten betrugen etwa 2 400 000 M.

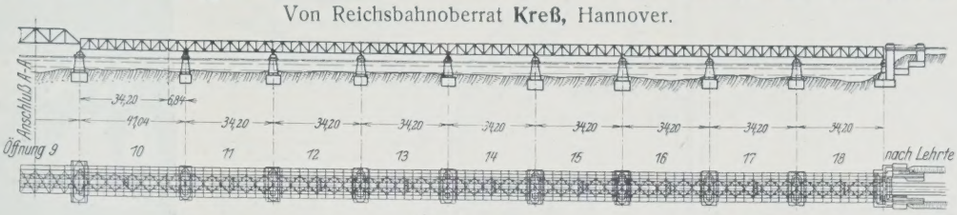


Abb. 1. Übersicht der Flutbrücke.

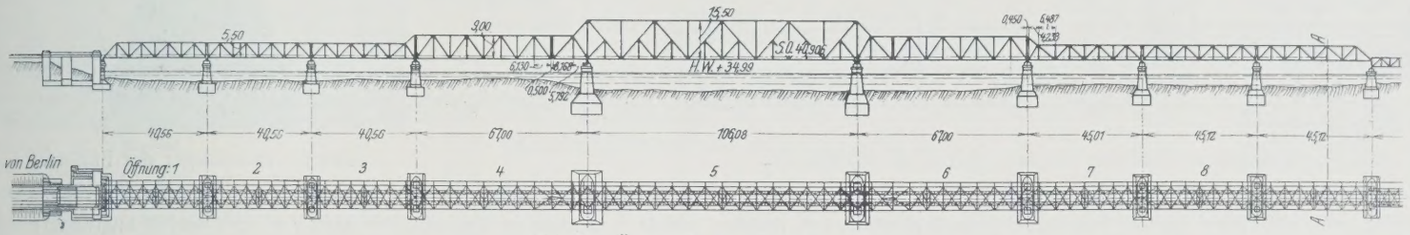


Abb. 2. Übersicht der Strombrücke.

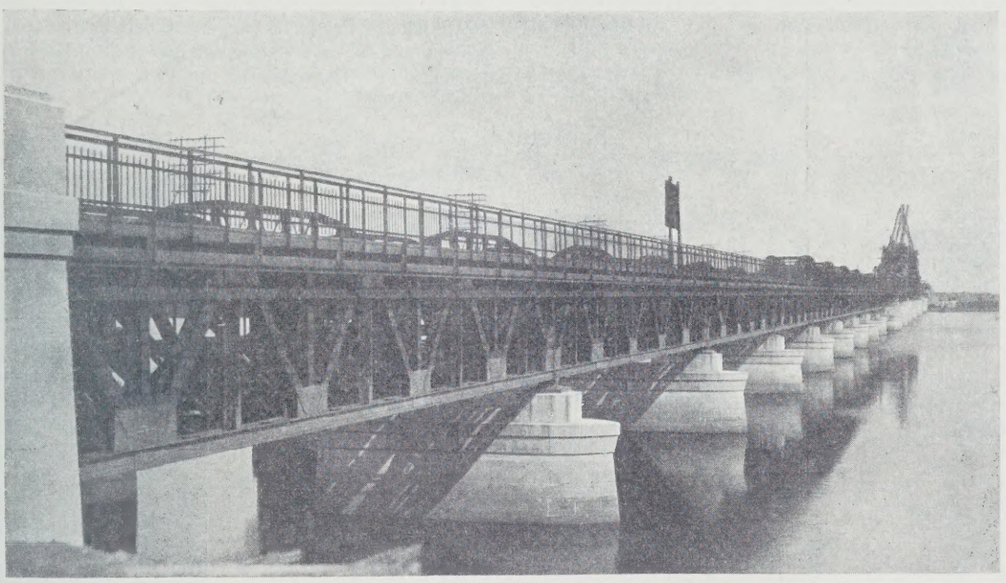


Abb. 3. Gesamtansicht der Brücke, von Westen gesehen. Im Vordergrunde die Flutbrücke.

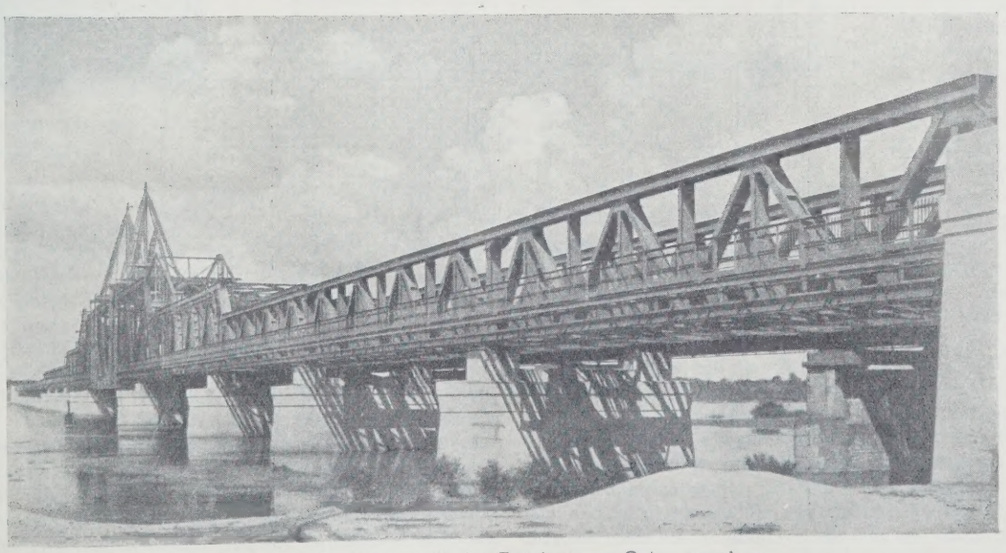


Abb. 4. Gesamtansicht der Brücke, von Osten gesehen.

Entwurf der eisernen Überbauten.

Bei dem westlichen Teil der Brücke, der Flutbrücke, war es möglich, für die Öffnungen 11 bis 18 die gleiche Stützweite von 34,20 m und gleiche Überbauten auszuführen. Nur die Öffnung 10 mußte wegen der Pfeilerstellung der alten Brücke eine größere Stützweite erhalten. Die Maße erlaubten es aber hier, durch Anordnung eines Gelenkes den Schwebeträger genau gleich den übrigen Überbauten auszubilden. Der Kragarm enthält zwei Felder von der Regelweite 3,42 m, so daß auch hier wenigstens die Fahrbahn keine Unregelmäßigkeit aufweist. Die Gesamtanordnung ist in Abb. 1 dargestellt. Die Gesamtanordnung der Strombrücke, Öffnungen 1 bis 9, zeigt die Abb. 2. Sie weist Seitengleichheit zur Mittelachse auf mit Ausnahme der früher erwähnten, durch die Pfeilerstellung der alten Brücke bedingten Unterschiede der Stützweiten der Öffnungen 1 bis 3 einerseits und 7 bis 9 anderseits. Die Abbild. 3 u. 4 stellen die beiden Brückenhälften dar während des freien Vorbaues der Schiffahrtsöffnung. Die Aufnahmen mußten in der Längenrichtung der Brücke gemacht

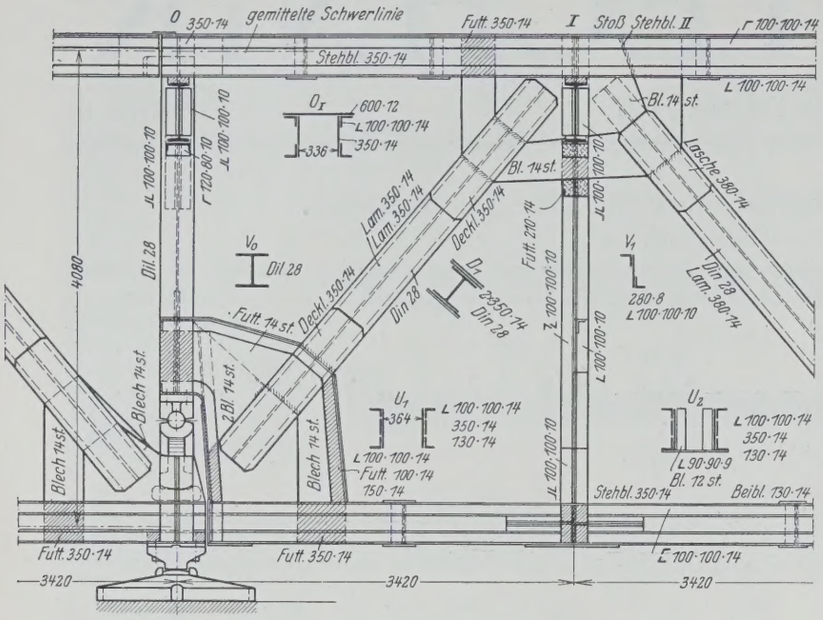


Abb. 6. Gemeinsame Lagerung auf den Pfeilern der Flutbrücke.

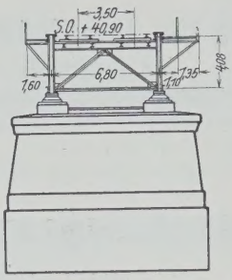


Abb. 5. Querschnitt durch Öffnung 14.

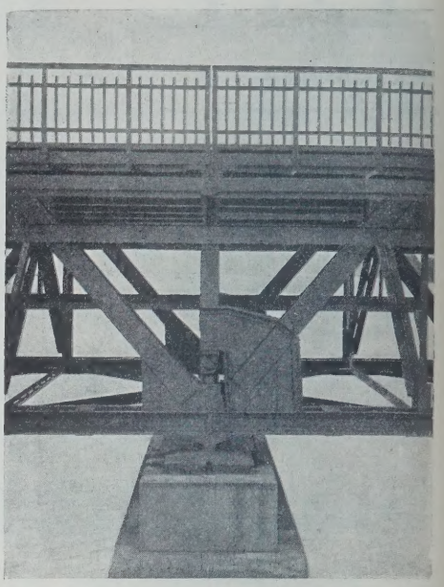


Abb. 7. Pendellager der Flutbrücke.

werden, weil bei einem anderen Standpunkte das Bild der neuen Brücke durch die alte Brücke zu sehr gestört wird, solange letztere noch steht. Ihr Abbruch, der jetzt beschlossen ist, wird bis in den Sommer 1927 dauern.

Die Ausschreibung der Entwurfsausarbeitung und Ausführung der Überbauten der Flutöffnungen 10 bis 18 fand im Februar 1924 statt, fiel also in eine Zeit, in der man allgemein noch mit Flußeisen (jetzt Baustahl St 37) baute. Die Angebote wurden am 7. März 1924 geöffnet. Dabei zeigte sich, daß einige Bieter neben dem vorgeschriebenen Angebot, das Flußeisen vorsah, ein Nebenangebot für Ausführung in einem hochwertigeren Eisen abgegeben hatten. Da mit diesem Stoff noch keine genügenden Erfahrungen vorlagen, hatten einige Bieter seine Verwendung nur auf die Hauptträger beschränkt. Auch für die Niete war meist noch Flußeisen vorgesehen. Das letztere geschah, weil man befürchtete, daß der Stoff die Nietbearbeitung nicht ohne Schaden aushielte, und weil man Schwierigkeiten bei der Nietbeschaffung fürchtete. Der Zuschlag wurde am 21. März 1924 an die Brückenbauanstalt Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen, erteilt. Dabei war vorgesehen, daß die Niete, Schrauben und Futterstücke aus Flußeisen hergestellt werden sollten. Für sämtliche übrigen Bauteile sollte ein hochwertiger Baustahl verwendet werden, über dessen Eigenschaften vorgeschrieben wurde: Bruchbeanspruchung mindestens 50 kg/mm², Streckgrenze mindestens 32 kg/mm², Dehnung mindestens 20 % und Höchstgehalt an Phosphor 0,05 % und an Schwefel 0,05 %. Während der weiteren Bearbeitung kamen dann die Vorschriften über den hochwertigen Baustahl St 48 — vorübergehend St 58 genannt — heraus, so daß sie noch dem Vertragsabschluß zugrunde gelegt werden konnten. Dieser fordert Bruchbeanspruchung höchstens 58, Streckgrenze mindestens 30 kg/mm² und Dehnung mindestens 18 %. Er läßt 30 % höhere Beanspruchungen zu, als nach den Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken für Baustahl St 37 zugelassen sind. Danach sind die Entwurfsstücke bearbeitet und zum Teil umgearbeitet worden. Die Bestimmung, daß die Niete aus St 37 herzustellen seien, blieb bestehen. Es stellte sich aber bei der weiteren Bearbeitung heraus, daß infolgedessen in den Knotenpunkten eine sehr große Zahl von Anschlußnieten nötig wurde, die wieder große und starke Knotenbleche bedingte, so daß der Vorteil des St 48 nicht voll ausgenutzt werden konnte. Besonders stark wäre dieser Übelstand bei dem später bearbeiteten Kragträger in Öffnung 11 nebst anschließendem Kragarm hervorgetreten. Dieser Überbau ist daher auf Grund nachträglicher Vereinbarung mit Nieten aus St 48 hergestellt. Hiernach ist dieser Auftrag der erste, der von der Deutschen Reichsbahn in Baustahl St 48 vergeben worden ist, wenn auch andere Bauten in diesem Stoff infolge kürzerer, im Umfang bedingter Bauzeit früher fertiggestellt worden sind.

Die Brücke hat auf der Südseite einen öffentlichen Fußweg erhalten, der auch bei der alten Brücke von vornherein vorhanden war. Deshalb

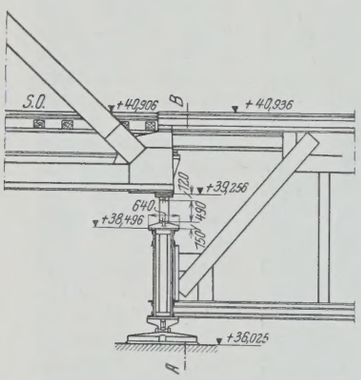


Abb. 8. Auflagerung auf Pfeiler 9.

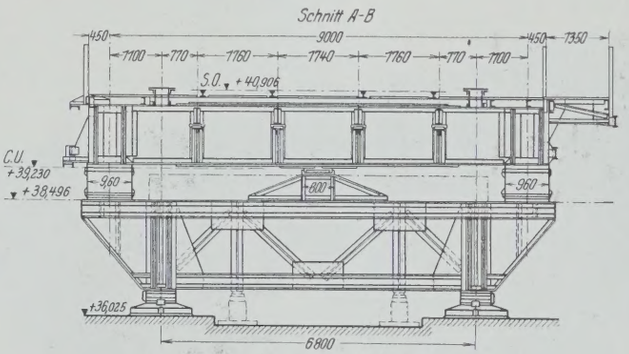


Abb. 9. Querschnitt über Pfeiler 9.

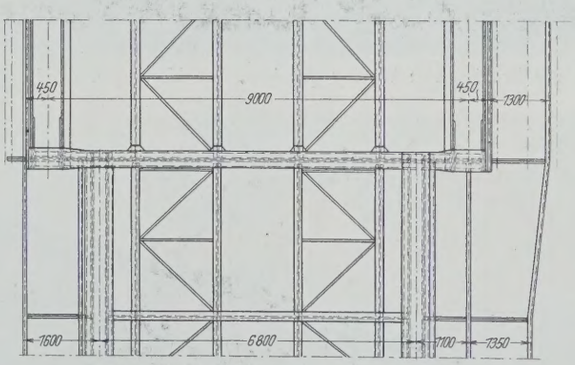


Abb. 10. Grundriß über Pfeiler 9.

Abb. 11. Übergang von der Flutbrücke zur Strombrücke.

mußten die Fußwegkonsolen der Südseite eine weite Auskragung erhalten. Auf der Nordseite ist nur ein Dienstfußsteig vorgesehen. Die Fußsteigteile dienen mit zum Tragen der Fahrbahn für die beiderseits laufenden Besichtigungswagen mit einschwenkbarem Besichtigungssteg. Bei der Bearbeitung dieser Bauteile war der Bau der Pfeiler schon zu weit vorgeschritten, um im westlichen Widerlager noch Kammern für die Unterkunft der Besichtigungswagen auszuführen. Die Wagen dieses Brückenteiles müssen daher in Ruhestellung vor dem westlichen Landwiderlager hängen bleiben.

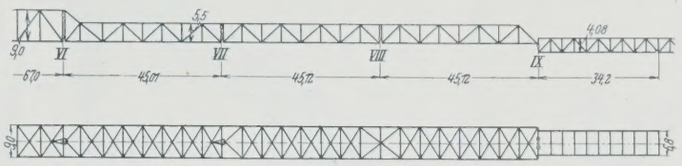


Abb. 12. Übersicht der Öffnungen 7 bis 9.

Die in Abb. 5 dargestellte Queraussteifung hat nach der Mitte ansteigende Streben. Diese unterstützen den Querträger in der Mitte und vermindern dadurch seinen Querschnitt.

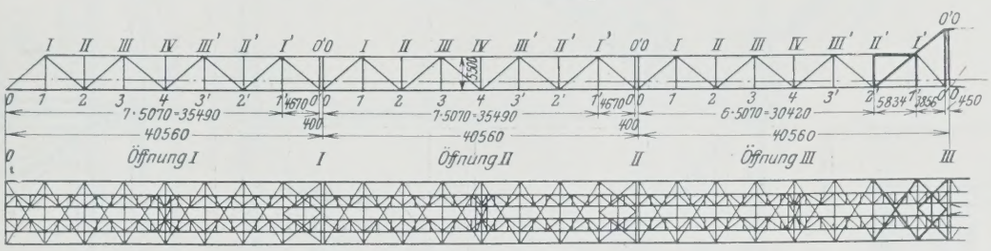


Abb. 13. Übersicht der Öffnungen 1 bis 3.

Die gemeinsame Auflagerung ist so ausgebildet, daß ein Überbau unmittelbar gelagert ist, während der benachbarte mit einer kurzen Pendelstütze auf einem Lagerkörper ruht, der im Knotenpunkt des ersteren Überbaues angeordnet ist. Die Abb. 6 u. 7 zeigen diese Bauart. Fahrbahn und Windverbände sind längsbeweglich angeschlossen. Die gleiche Ausbildung ist für das Gelenk in der Öffnung 10 gewählt. Hier mußte der Knotenpunkt des Kragarmes etwas unter die Regelunterkante des Untergurtes herabgeführt werden, um die nötige Zahl der Niete für die Übertragung der Auflagerkraft unterbringen zu können. Die Auflagerplatten auf den Pfeilern haben glatte Unterflächen ohne jeden Ansatz zur Aufnahme von wagerechten Kräften. Letztere werden durch vier Dollen aufgenommen, die halb in den Rand der Auflagerplatte eingelassen sind. Sie werden erst beim Vergießen der Auflager eingesetzt und im Auflagerstein vergossen. Ihr oberer Teil reicht nur wenige Zentimeter in die Auflagerplatte hinein, damit bei einem etwa notwendig werdenden Abheben der Platten diese über die Dollen hinweg, ohne diese zu entfernen, gehoben werden können, nachdem der Überbau um ein geringes angehoben worden ist. Diese Anordnung ist getroffen auf Grund von Erfahrungen, die bei Auswechselungsarbeiten an der alten Brücke gemacht worden sind. Im übrigen ist die Ausführungsform mit geringen Abweichungen einer bei der Gruppenverwaltung Bayern üblichen nachgebildet worden.

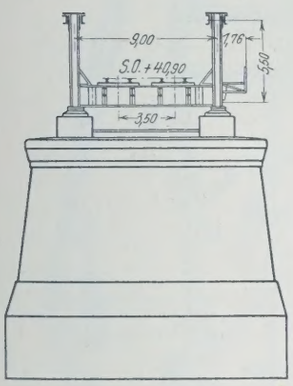


Abb. 14.
Querschnitt durch Öffnung 7.

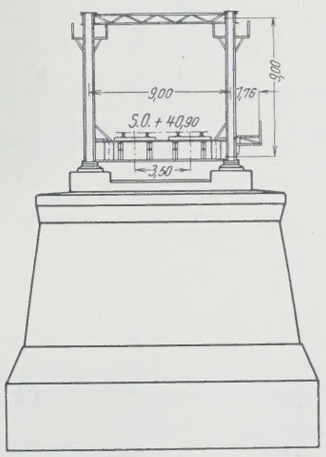


Abb. 15.
Querschnitt durch Öffnung 6.

Einer besonderen Ausbildung bedurfte der Übergang von der Flutbrücke zur Strombrücke über Pfeiler 9, da auch hier die gemeinsame Lagerung streng durchgeführt werden sollte. Die Flutbrücke hat eine Hauptträgerentfernung von 6,80 m, die Strombrücke dagegen von 9,00 m. Da ferner erstere tiefliegende, letztere hochliegende Hauptträger hat, war die in den Abb. 8 bis 11 dargestellte Lösung gegeben. Der Überbau der Flutbrücke ist auf dem Pfeiler fest gelagert und schließt mit einem schweren Querträger ab, der beiderseits mit Kragarmen über die Ebenen der Hauptträger der Flutbrücke hinausragt. Auf diesen Kragarmen ruhen die Hauptträger des Überbaues der Strombrücke längsbeweglich mit Pendellagern, damit auf die Kragarme nur möglichst geringe Kräfte senkrecht zu ihrer Ebene übertragen werden. Fahrbahn und Windverbände mußten längsbeweglich angeschlossen werden, soweit sie andernfalls die Beweglichkeit des Pendels gehindert hätten.

Bei der Strombrücke ist durch die Ausbildung des Überbaues der Schiffahrtsöffnung als Kragträger und die längsbewegliche Gestaltung der Gelenke die Anordnung der Lager der übrigen Überbauten insofern gegeben, als die beweglichen Lager der Schiffahrtsöffnung zugekehrt, die festen ihr abgewendet liegen müssen. Nur in der Öffnung 9 mußte eine Ausnahme gemacht werden, weil der Überbau dieser Öffnung auf Pfeiler 9 aus den oben erwähnten Gründen beweglich aufgelagert sein muß. Infolgedessen müssen auf Pfeiler 8 beide Überbauten feste Auflager erhalten. Das ist dadurch erzielt, daß der Windverband des Überbaues 9 hier nicht längsbeweglich angeschlossen, sondern fest vernietet ist. Das ist im Grundriß der Abb. 12 zu erkennen, die die genauere Anordnung der Überbauten der Öffnungen 7 bis 9 darstellt, während nach Abb. 13 bei den Überbauten 1 bis 3 keine Ausnahme gemacht ist.

Der Entwurf und die Aufstellung der ganzen Strombrücke lagen in den Händen der Brückenbauanstalt der Fried. Krupp, Aktiengesellschaft, Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen. Die Werkstattarbeiten hatte diese Firma mit anderen Firmen derart geteilt, daß sie selbst nur die Arbeiten für die Öffnungen 5 mit den Kragarmen ausführte, während diese Arbeiten für die Öffnungen 1 bis 3 und den Schwebeträger in Öffnung 4 von der Brückenbauanstalt C. H. Jucho in Dortmund und für die Öffnungen 7 bis 9 und den Schwebeträger in Öffnung 6 von der Guten-Hoffnungshütte in Oberhausen erledigt wurden. Es ist dies geschehen, um bei dem zur Zeit der Ausschreibung herrschenden großen Arbeitsmangel mehreren Brückenbauanstalten etwas Arbeit zu verschaffen.

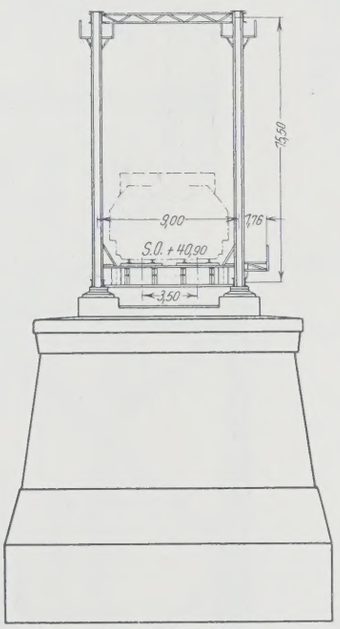


Abb. 16.
Querschnitt durch Öffnung 5.

Die nach den Stützweiten abgestuften Hauptträgerhöhen betragen für die Schiffahrtsöffnung 15,50 m, für die Nachbaröffnungen 9,00 m und für die übrigen Öffnungen 5,50 m. Die Überleitung von einem Überbau der größeren Höhe zu dem der nächst geringeren Höhe geschieht durch eine Schräge, die mit der Strebe des nächsten Feldes einen Linienzug bildet. Wenn die geringere Höhe die Hälfte der größeren Höhe ist, bildet dieser Linienzug bei gleicher Felderteilung eine Gerade. In vorliegendem Falle, in dem die Voraussetzung nicht zutrifft, hätte bei gleicher Felderteilung der Übergangsfelder der Linienzug einen Knick aufgewiesen, der eine ungünstige Wirkung auf das Bild gehabt hätte. Es wurde daher für die Übergangsfelder die Teilung so gewählt, daß die beiden Feldweiten sich verhielten wie die geringere Höhe zum Unterschiede der beiden Höhen. Dadurch wurde der Knick im Linienzuge aus Schönheitsrücksichten vermieden.

Die Abb. 14 bis 16 zeigen die Querschnitte durch die Überbauten der verschiedenen Höhen. Bei den Überbauten von 9,00 und 15,50 m Höhe sind obere Windverbände angeordnet; ebenso sind sie mit Besichtigungsstegen neben den Obergurten versehen. Diese sind abweichend von der bisher üblichen Form so angeordnet, daß ihre Lauffläche durchweg etwa

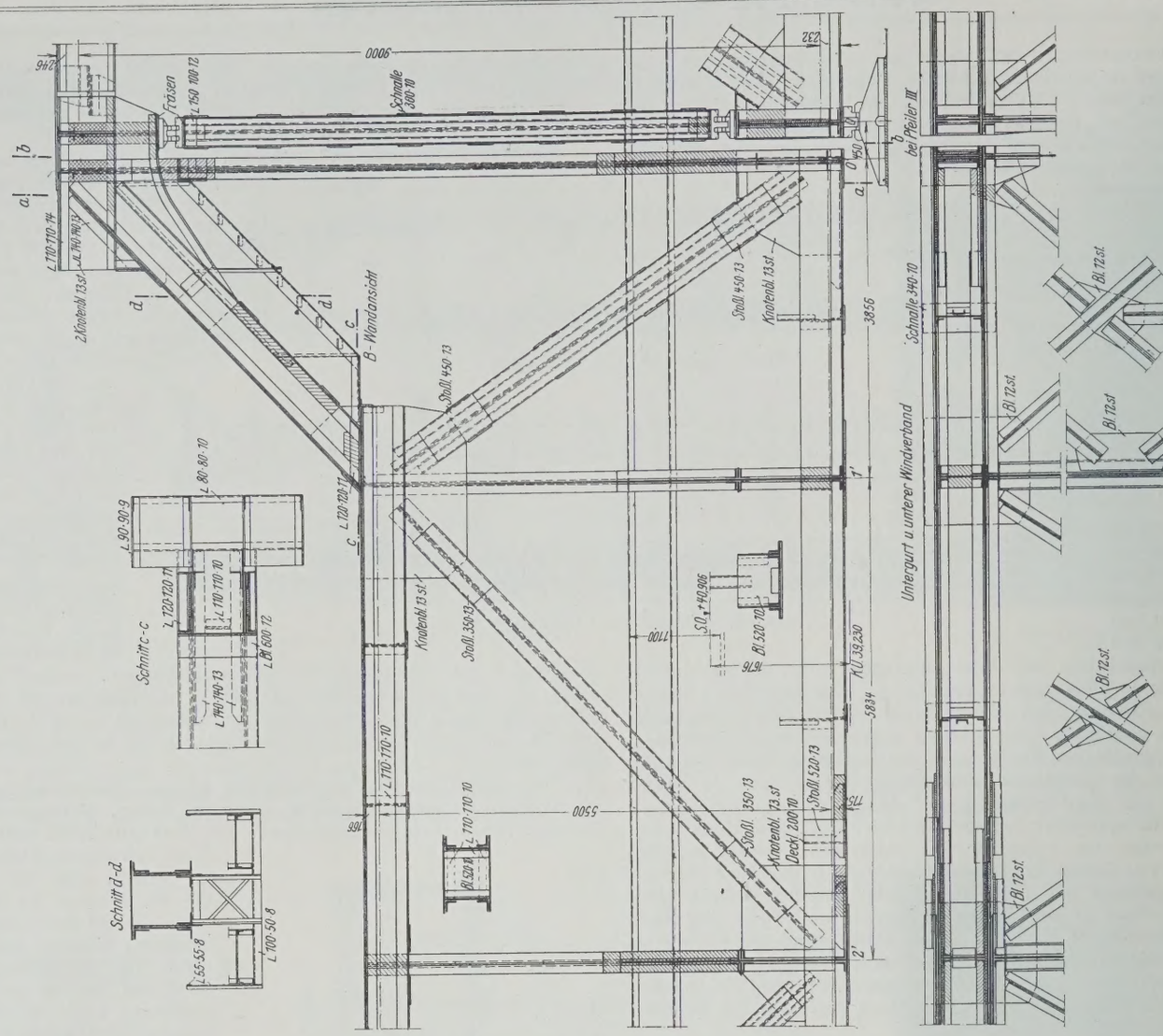


Abb. 18. Auflagerung auf Pfeiler 4.

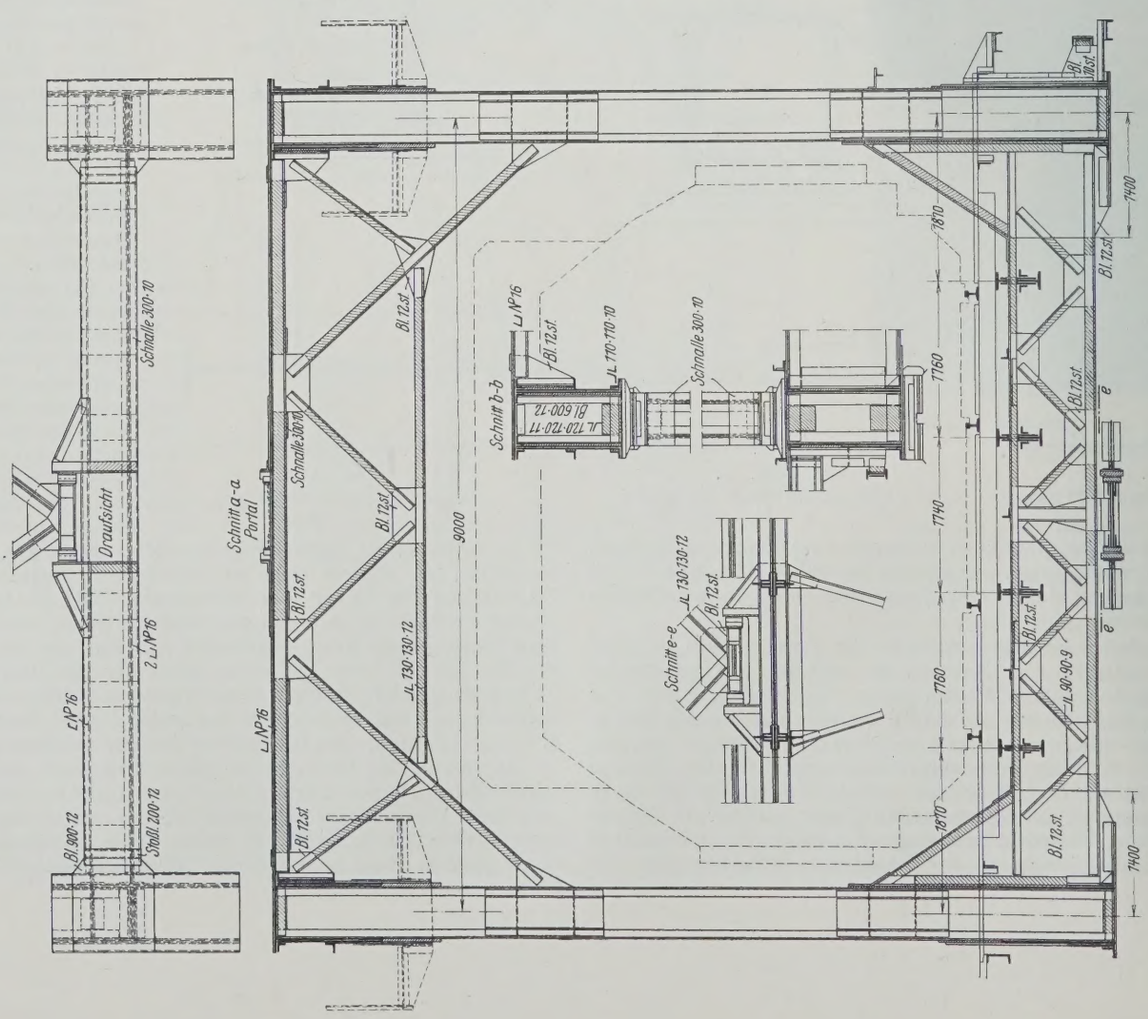


Abb. 17. Rahmen am Gelenk der Stromöffnungen.

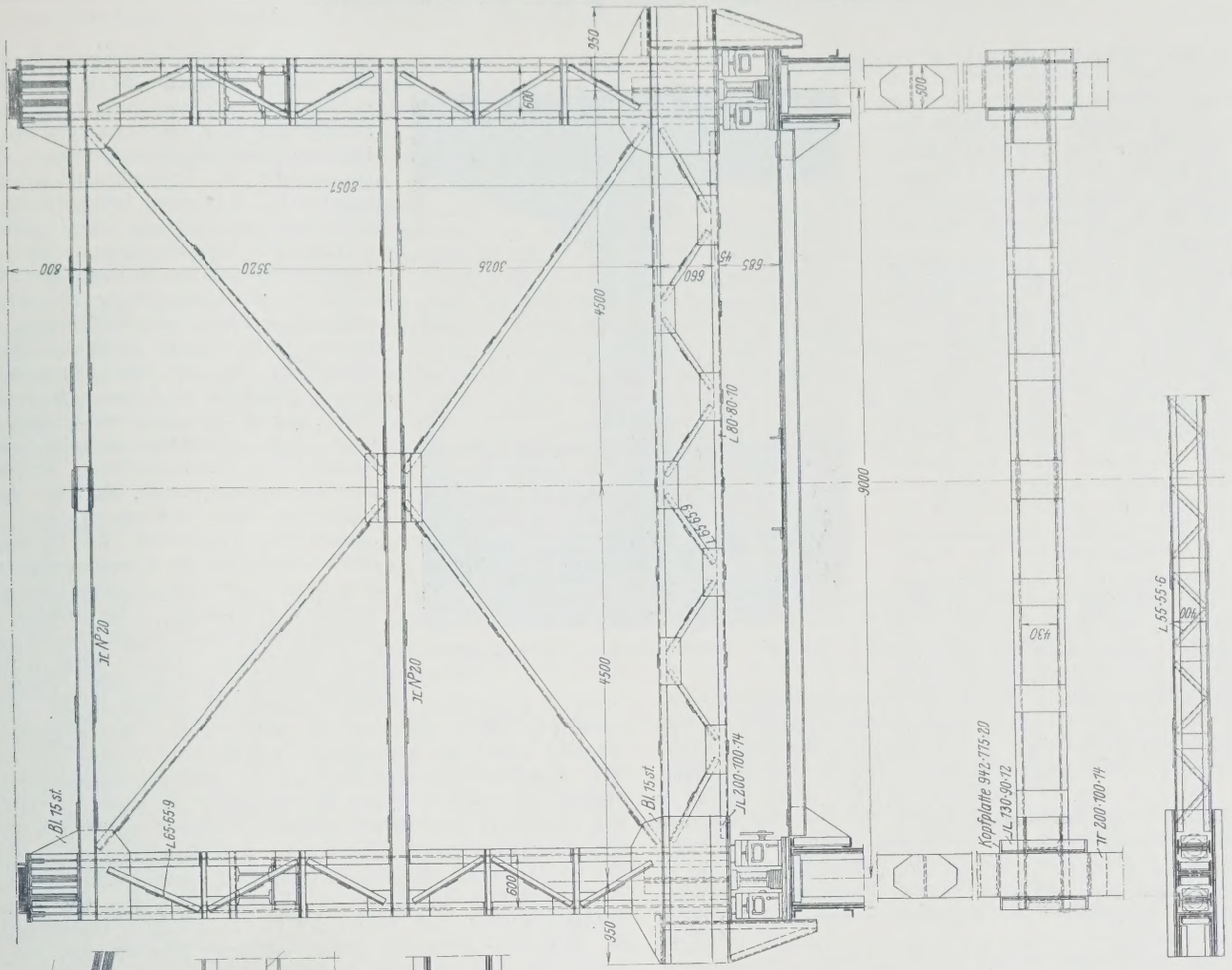


Abb. 21. Pendel der Rückhaltvorrichtung.

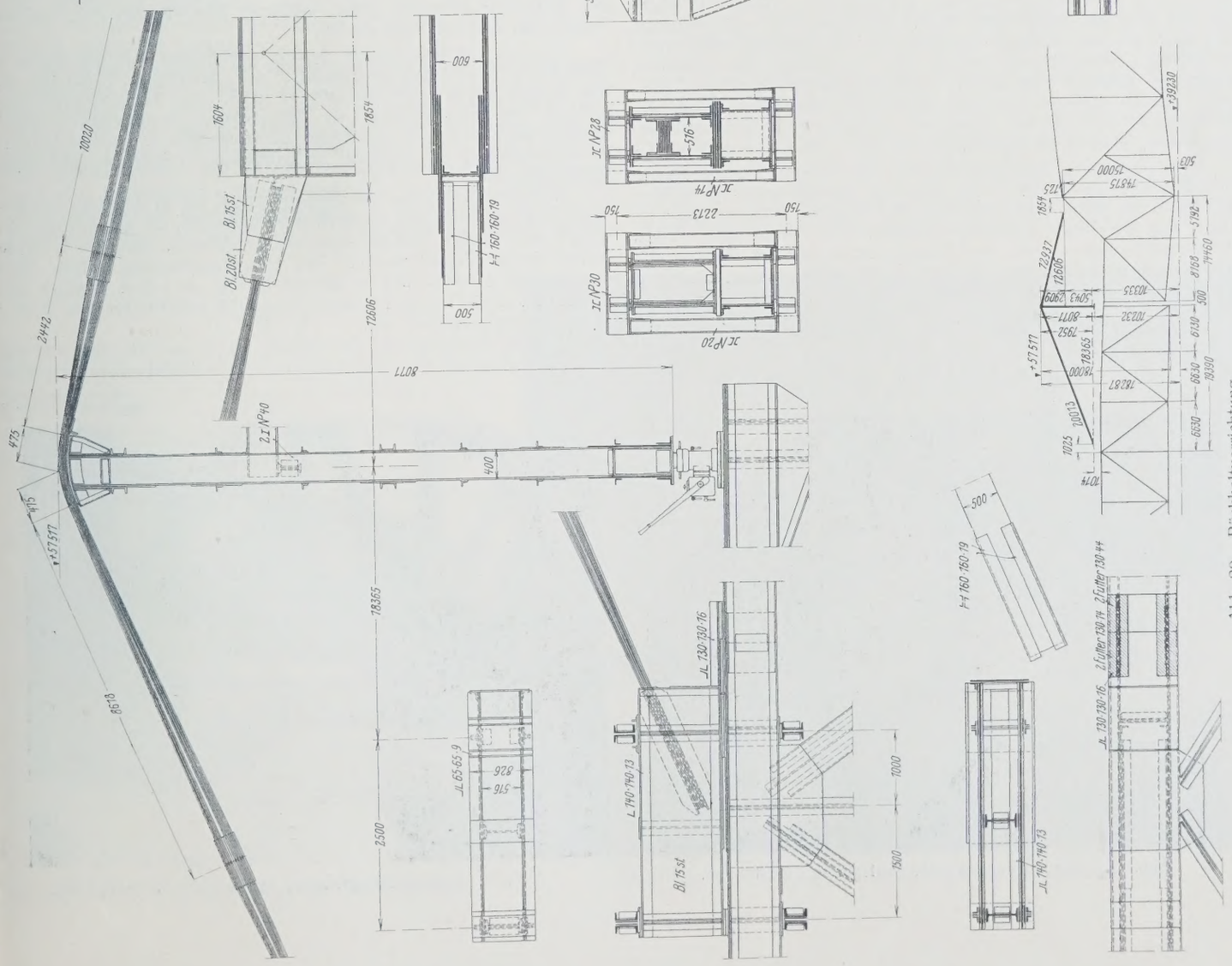


Abb. 20. Rückhaltvorrichtung.

0,70 m unter der Unterkante des Obergurtes liegt. In dieser Höhe sind sie auch an den Knotenblechen vorbeigeführt. Dadurch wird die Untersuchung des Obergurtes und der Knotenpunkte sehr erleichtert. Im Gesamtbild fallen diese Stege nicht ins Auge. Der Übergang zwischen den Stegen an Obergurten verschiedener Höhenlage wird durch Treppen vermittelt, wie aus Abb. 18 zu ersehen ist.

Besondere Sorgfalt ist auf die Ausbildung der Gelenke verwandt worden. Von der Reichsbahndirektion war von vornherein gefordert worden, daß unzulängliche Räume tunlichst vermieden werden sollten. Sie hatte deshalb vorgeschlagen, die Pendel nicht in die Pfosten hineinzustellen, wenn auch bei dieser Anordnung reichliche Zwischenräume vorgesehen werden können, sondern die Pendel neben die Pfosten zu stellen. Die hiernach gewählte Lösung ist aus den Abb. 17 bis 19 ersichtlich. Durch den an den oberen Knotenpunkt angeschlossenen Kragarm, der die Auflagerkraft auf das Pendel überträgt, wird ein Moment in dem Hauptträger hervorgerufen, das aber wegen des kleinen Hebelsarmes nur gering ist. Wo kein oberer Windverband vorhanden ist, müssen die höher liegenden wagerechten Kräfte in den unteren Windverband übertragen werden. Dabei werden senkrechte Zusatzbelastungen der Auflager erzeugt. Wo dagegen ein oberer Windverband vorhanden ist, wird dieser die Kräfte in den Windverband des benachbarten, fest aufgelagerten Überbaues übertragen. Der eingehängte Überbau wird durch einen Rahmen abgeschlossen, wie er in Abb. 17 dargestellt ist. Der untere Riegel ist fachwerkartig aufgelöst. Die Fahrbahnträger gehen frei durch ihn hindurch und sind an dem in der Ebene der Pendel liegenden vollwandigen Querträger längsbeweglich gelagert. Auch der Windverbandschnabel ist an diesem Fachwerkträger nur aufgehängt. Diese Verbindung soll keine wesentlichen Kräfte übertragen. Die wagerechten Kräfte werden durch zwei an den vollwandigen Querträger angeschlossene Konsolen in diesen und von da in die Auflager übertragen. Man könnte nun noch befürchten, daß durch die stark belastete Endstrebe des eingehängten Hauptträgers bei zufälliger Schrägstellung stärkere, quer zur Brückenachse gerichtete, wagerechte Kräfte in den unteren Endknotenpunkt dieses Trägers übertragen werden könnten. Um auch diese Kräfte unschädlich zu machen, ist dieser Knotenpunkt mit besonderen Stäben an den Windverband angeschlossen, wie aus den Grundrissen der Abb. 13 u. 18 zu erkennen ist.

Einer besonderen Ausbildung bedurfte der Überbau der Schiffahrtsöffnung, weil er mit freiem Vorbau aufgestellt werden sollte. Es mußten eine Reihe von Stäben, die sonst nur Zug bekamen, während des Vorbaues aber auf Druck beansprucht wurden, dafür ausgebildet werden. Die Gurtstöße mußten neben den Knotenpunkten nach der Brückenmitte hin angeordnet werden. Die Gelenke in den Nachbaröffnungen mußten vorübergehend festgelegt werden. Besonderer Sorgfalt bedurfte aber die Rückhaltvorrichtung. Die ursprünglich vorgesehene gelenkige Ausbildung wurde aufgegeben, weil sich dabei infolge zu großer Reibungskräfte in den Gelenken zu ungünstige Beanspruchungen herausstellten. Statt dessen

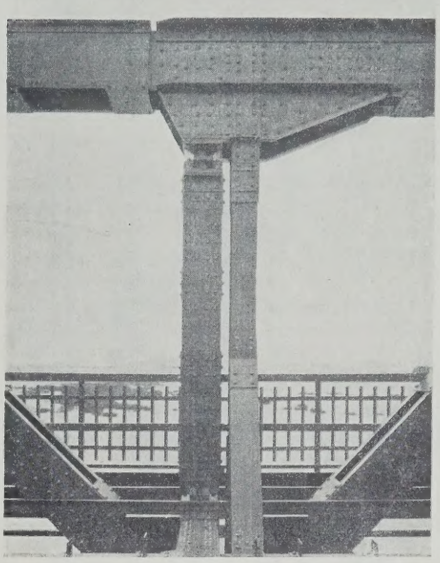


Abb. 19. Pendelgelenk der Strombrücke.

wurde ein schlaffes Rückhaltband gewählt, das aus sieben Flacheisen 500 × 10 bestand. An dem oberen Endknotenpunkt des Überbaues der Schiffahrtsöffnung wurde es zwischen den verlängerten Knotenblechen befestigt. Diese Verlängerungen der Knotenbleche werden später abgebrannt. Auf dem Obergurt des Nachbarüberbaues wird es an einem vorübergehend aufgesetzten kastenförmigen Körper befestigt. Dieser stützt sich zur Aufnahme der wagerechten Kräfte in der Längsrichtung der Brücke gegen aufgenietete Bleche und Winkeleisen. Die senkrechten Kräfte werden durch zwei Rahmen aufgenommen, die um den Obergurt und den Körper gelegt und mit Keilen angespannt werden. Das Zugband kann gespannt werden durch ein über dem Gelenkknotenpunkt aufgestelltes Pendel. Die Spannvorrichtung besteht aus je zwei Druckwasserpressen, die unter dem Pendel angeordnet sind. Zwischen ihnen steht ein ausgesteiftes Trägerstück, das im Ruhezustand durch Unterkeilen die Pressen entlastet. Durch Heben und Senken des Pendels kann die Höhenlage des vorgekragten Überbauteiles berichtigt werden. Die Vorrichtungen sind in den Abb. 20 u. 21 dargestellt. Großer Wert mußte darauf gelegt werden, daß die sieben Flacheisen sich wirklich gleichmäßig an der Kraftübertragung beteiligten. Um das zu erreichen, sollten zunächst die Nietanschlüsse etwas kleiner gebohrt werden, wobei die gegenseitige Verschiebung infolge der Krümmung über dem Pendel berücksichtigt wurde. Nach der Aufstellung sollten sie alsdann nur verschraubt, und die Flacheisen des Zugbandes durch Heben des Pendels in eine geringe Spannung versetzt werden. Nachdem sich hierbei etwaige Unregelmäßigkeiten in der Einspannung durch Verschiebung der verschraubten Anschlüsse ausgeglichen hatten, sollten die Löcher auf den endgültigen Durchmesser aufgerieben und die Anschlußnieten geschlagen werden. Die Höhenlage des vorgekragten Überbauteiles mußte für jeden Vorbauzustand genau berechnet und während des Vorbaues nachgeprüft und berichtigt werden.

Von den eine Besonderheit der Brücke bildenden Besichtigungswagen befindet sich eine Entwurfszeichnung in der „Bautechnik“ 1926, Seite 41. Die fertigen Wagen zeigen die Abb. 22 u. 23, und zwar erstere in Fahrstellung mit gleichgerichtet zur Brückenachse geschwenktem Untersuchungssteg, so daß die Vorbeifahrt an den Pfeilern möglich ist, letztere in Arbeitsstellung mit senkrecht zur Brückenachse eingeschwenkten Untersuchungsstegen.

Sämtliche Überbauten sind so eingerichtet, daß in der Nähe der Auflager Druckwasserpressen angesetzt werden können, die ein Abheben der unbelasteten Brücke von den Auflagern ermöglichen, ohne daß in irgend einem Bauteil oder Nietanschluß eine Überbeanspruchung eintritt. Über den Pfeilern 4 und 5 muß zu diesem Zwecke an jedem Auflager eine Hubkraft von 480 t ausgeübt werden, die durch zwei Pressen von je 300 t Hubkraft erzeugt werden soll.

Über die Reinigung und den Anstrich war in den Verträgen mit den Brückenbauanstalten nach einem mehrfach im Bezirk Hannover erprobten

Abb. 22. Untersuchungswagen, Ausleger in Fahrstellung.

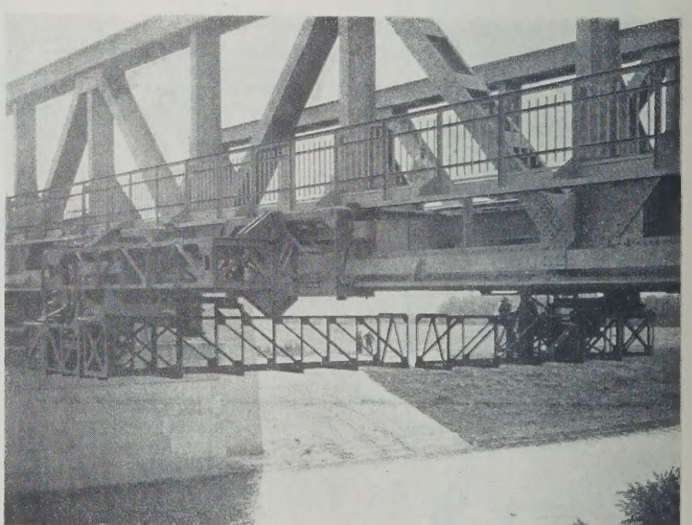


Abb. 23. Untersuchungswagen, Ausleger in Arbeitsstellung.

Verfahren vorgesehen, daß nur die Flächen von dem Lieferer zu reinigen und mit Bleimennige zu streichen waren, die durch Aufeinandernieten in der Fabrik oder auf der Baustelle verdeckt wurden. Im übrigen wurden die Bauteile roh, ohne jede Reinigung und jedenAnstrich angeliefert und zusammengebaut. Die fertigen Überbauten wurden dann von einer anderen Firma mit Sandstrahlgebläse gereinigt und mit den drei vorgesehenen Anstrichen versehen. Ich halte die Sandstrahlreinigung für das beste zur Zeit ausgeübte Reinigungsverfahren, vorausgesetzt, daß geeignete Maschinen und geeigneter Sand verwendet werden, worauf sehr viel ankommt. In den Brückenbauanstalten hat sie sich aber noch nicht eingebürgert, weil die Staubentwicklung zur Reinigung in besonderen Räumen nötigt, was wegen der entstehenden Beförderung der Bauteile die Arbeiten verteuern würde. Es bleibt daher nur die Verlegung der Arbeit auf die Baustelle übrig, was den Vorteil mit sich bringt, daß die Arbeit unter ständiger Aufsicht ausgeführt wird. Nach meiner Überzeugung wird auf diese Weise mit den jetzt zur Verfügung stehenden Mitteln die beste Reinigung erzielt, die bei der Ausführung in den Brückenbauanstalten nach meiner Erfahrung immer zu wünschen übrig läßt.

Für den Oberbau ist der neue Reichsbahnoberbau mit außergewöhnlichen Schienenlängen bis zu 24,50 m vorgesehen. Die Stöße werden mit dem Elektro-Thermit-Verfahren geschweißt. Über den Ausdehnungsfugen zwischen benachbarten Überbauten sind Schienenauszüge vorgesehen, die an die geschweißten Schienenlängen mit dem bei der Reichsbahndirektion Oldenburg erprobten lückenlosen Exzenterstoß angeschlossen werden. Dadurch wird es möglich, beschädigte Teile der Auszugsvorrichtungen auszuwechseln, ohne Schweißgerät auf die Brückenstelle schaffen zu müssen. Die Brücke wird also keine stumpfe Schienenlücke mehr aufweisen. In der Berechnung konnte dieser Umstand aber nicht mehr berücksichtigt werden, weil sie lange vor der Entscheidung über den Oberbau und auch vor dem Erscheinen der Verfügung der Hauptverwaltung vom 25. 9. 1925 fertig war, die anordnet, daß alle Brücken der Klasse *N* mit der Stoßziffer für geschweißte Schienenstöße gerechnet werden sollen.

Alle Rechte vorbehalten.

Antrieb für Schiffshebewerke.

Von Oberregierungsbaurat **Loebell**, Berlin.

In der „Bautechnik“ 1925, Heft 30 vom 10. Juli 1925, ist das untenstehende Bild eines Modells für das geplante Schiffshebewerk Niederfinow (für 1000-t-Schiffe bei 36 m Hub) wiedergegeben worden. Zahlreiche Anfragen über den für dieses Werk vorgeschlagenen Antrieb lassen eine kurze Angabe darüber angebracht erscheinen.

Abb. 1 zeigt einen Wassertrog, dessen Haupt- und Querträger zu einem Rahmenwerk verbunden sind. Auf dem oberen Teil des Trogkörpers befinden sich an vier Punkten Motor-Triebwerke, die durch eine Ring-Wellenleitung miteinander verbunden sind und daher die an diesen vier Punkten befindlichen Ritzel gleichmäßig antreiben. Diese vier Ritzel klettern an vier an dem Traggerüst des Werkes fest angebrachten Zahnstockleitern auf und nieder und bewegen dadurch das Werk. Der Energiebedarf ist mäßig, weil die Last des wassergefüllten Troges über Seilscheiben mittels Drahtseilen mit Gegengewichten in Verbindung steht und dadurch im wesentlichen ausgeglichen ist. Die Reibung an den Zapfen der Seilscheibenlager ist ebenfalls gering, wenn diese mit Walzenkränzen ausgerüstet werden.

Es ist daher möglich, mit der dargestellten Triebstockverzahnung das Hebewerk zu betreiben, solange der Gleichgewichtszustand nicht wesentlich gestört wird. Wird dieser aber in erheblicher Weise gestört, dann erhalten der Trog oder die Gegengewichte ein Übergewicht, das bei gänzlichem Leerlauf des Troges zu Belastungen bis zu 650 t für jedes Ritzel führen würde. Für so große Störungskräfte können Zahnstangengetriebe in wirtschaftlichen Abmessungen nicht hergestellt werden. Solch große Kräfte sind nur durch Schraubenspindeln aufzunehmen. Infolgedessen ist es notwendig, daß neben diesem Zahnstangenantriebe noch Spindeln eingeschaltet werden, in der Zeichnung „Drehriegel“ genannt, die sich in langen geschlitzten Muttern (Mutterbackensäulen) bewegen. Diese verhindern ein Hochschnellen oder Herabfallen des Troges unter der Überlast der Gegengewichte oder des Troges, wenn die vier Ritzel des Zahnstangenantriebes unter einer zu großen Störungslast ausgewichen sind. Damit nun diese Ritzel unschädlich ausweichen können, werden ihre Lager durch vorgespannte Federn in einer bestimmten Lage gehalten. Die Vorspannung der Federn wird so eingestellt, daß die gewöhnlichen Bewegungswiderstände sie nicht überwinden können.

Der bei dem Henrichenburger Hebewerk durchgeführte Gedanke, die Sperrspindeln auch zum Regeln der Bewegung zu verwenden, ist bei Hebewerken größerer Hubhöhe nicht anwendbar, da lange Spindeln nicht genügend sicher hergestellt werden können; außerdem würde das Spindelgetriebe wegen des ungünstigen Wirkungsgrades bei größeren Hüben warmlaufen.

Bei den verhältnismäßig großen Abmessungen, die ein Hebewerk für 1000-t-Schiffe hat, muß bei dem Antriebe darauf geachtet werden, daß sowohl die Zahnräder als auch die Sperrspindeln durch Längenänderungen in der Längs- und Querachse des Troges in ihrem guten Eingriff in die Zahnstangen bezw. Mutterbackensäulen nicht gestört werden. Zu diesem Zwecke ist der Lagerkörper der Ritzel auf einer der Antriebswellen drehbar gelagert und wird durch eine Rolle an einer besonderen Schiene so geführt, daß der richtige Eingriff des Ritzels in die Zahnstockleiter gesichert ist. Der richtige Lauf der Drehriegel ist dadurch gesichert, daß diese durch besondere Rollen und Führungsschienen senkrecht in der Längs- und Quer-

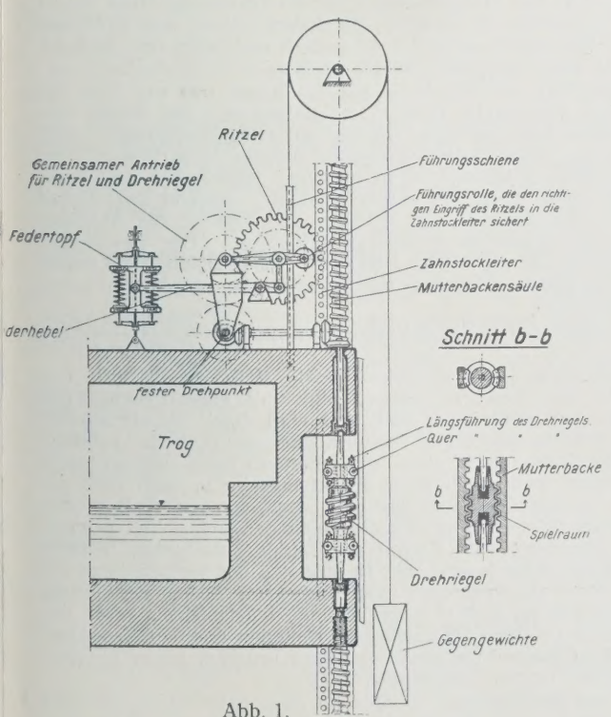
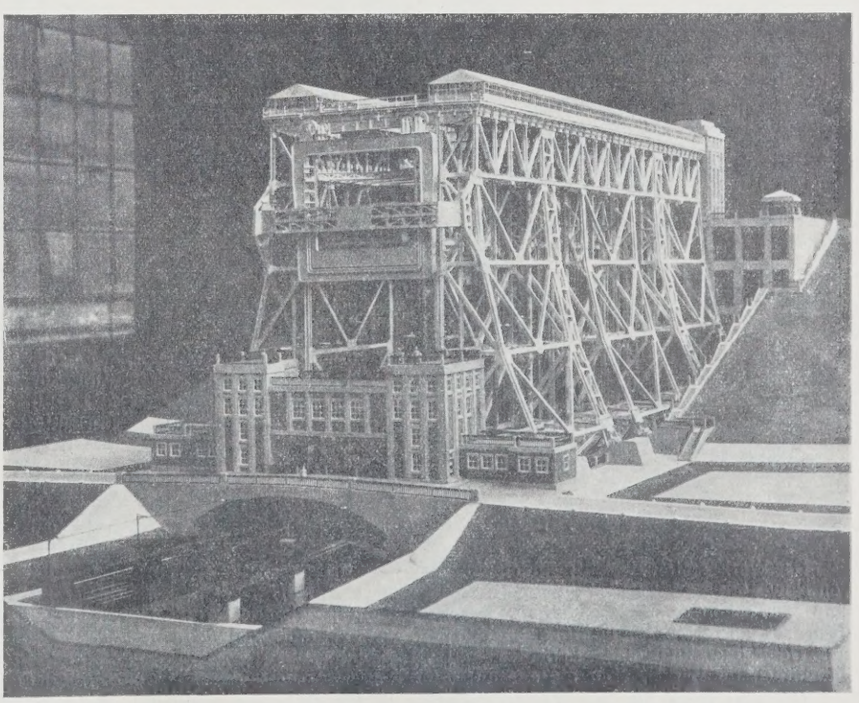


Abb. 1.

Schema des Antriebes nach Reichspatent 380 377 (Loebell).



Modell für ein Schiffshebewerk in Niederfinow im Maßstabe 1 : 50.

richtung des Troges geführt werden. Die druck- und torsionsfeste Verbindung der Drehriegel mit dem Trog und dessen Getriebe besteht in einer oberen und einer unteren Pendelstütze, die den Verschiebungen des Troges infolge von Temperaturänderungen folgen können. Die Länge der Pendelstützen ist so bemessen, daß größere Seitenkräfte auf die Führungen der Drehriegel nicht ausgeübt werden.

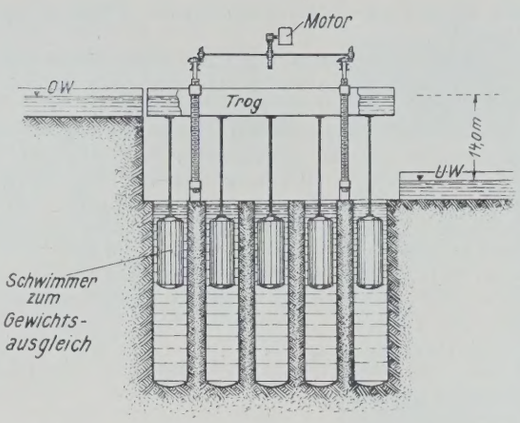


Abb. 2. Prinzipskizze des Hebewerkes Henrichenburg.

Zu erwähnen ist noch, daß die Federung des ausweichenden Antriebritzels zweckmäßig durch Vermittlung eines Hebelwerkes geschieht. Da der Ausschlag des Ritzels nur klein zu sein braucht (an der Eingriffstelle etwa je 30 mm nach oben und unten), ergeben sich bei einer Hebelübersetzung von 1 : 6 bis 1 : 8 noch zweckmäßige Federwege und passende Abmessungen für die Federn selbst. Eine Vergrößerung des Ausschlages der Ritzel begegnet Schwierigkeiten nicht. Es würde sich eine Vermehrung der Zahl der einzelnen Federn und vielleicht — in Rücksicht auf den verfügbaren Platz — eine Verringerung des Hebelverhältnisses ergeben und eine Vergrößerung des Spindeldurchmessers.

Vergleicht man die Zeichnung (Abb. 1) mit dem Antriebe des Hebewerks Henrichenburg (Abb. 2), bei dem durch Drehung langer senkrechter Spindeln die durch positiven oder negativen Wasserballast bewirkte Bewegung des Troges geregelt wird, dann unterscheidet sich die Bauart nach Abb. 1 grundsätzlich dadurch, daß das Motorgetriebe nicht auf dem Gerüst, sondern auf dem Trogkörper angebracht ist; ferner dadurch, daß bei kleineren Störungskräften die Bewegung durch die an den festen Zahnstockleitern auf- und niederkletternden Ritzel geregelt wird, während die im gewöhnlichen Betriebe allseitig mit 30 mm Spiel in den Muttergängen laufenden Drehriegel erst bei größeren Gleichgewichtsstörungen in Wirksamkeit treten, die dann, wie oben erwähnt, die Vorspannung der Federn überwinden.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Wasserversorgung von New York.

Die nunmehr im wesentlichen beendeten Arbeiten für die Erweiterung der Trinkwasserversorgung von New York stellen nach ihrem Umfang, den für sie aufgewendeten Summen und der Mannigfaltigkeit der dabei zur Ausführung gekommenen Ingenieurbauwerke eines der bemerkenswertesten und gewaltigsten Unternehmen dar, das seiner Bedeutung nach von den Amerikanern mit dem Suez- oder Panamakanal oder den großen transkontinentalen Eisenbahnen Amerikas verglichen wird.

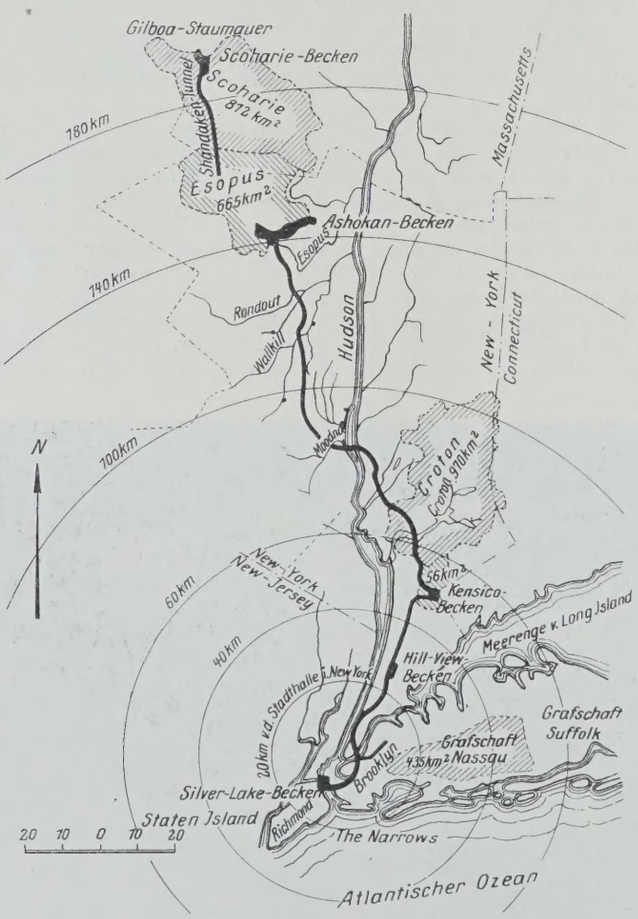


Abb. 1. Übersichtsplan.

Das Werk erstreckt sich nördlich von den Catskill-Bergen — 250 km von New York — bis nach Staten Island im Herzen der Stadt: Einzelheiten sind zwar schon in früheren Jahren in Fachzeitschriften behandelt worden, doch sei an dieser Stelle unter Benutzung von Veröffentlichungen in Eng. News-Rec. und eines Berichtes in La Technique des Travaux ein ausführlicherer Bericht über die gesamte Anlage gegeben.

Die drei heute für die Wasserversorgung in Anspruch genommenen Einzugsgebiete sind die des Croton und des Esopus, zweier Nebenflüsse des Hudson; an dritter Stelle dasjenige des Schoharie. Im folgenden sei, da der Croton-Fluß schon seit Jahren für die Trinkwasserversorgung New Yorks ausgenutzt wird, nur von den beiden letztgenannten Quellgebieten die Rede, die unabhängig von dem des Croton-Flusses ausgebeutet werden.

Das Wasser des Schoharie wird in einem durch die Gilboa-Talsperre gebildeten Stauboden aufgespeichert, fließt alsdann teils unter Druck, teils frei durch den Shandaken-Tunnel und vereinigt sich in dem Becken von Ashokan mit dem Wasser des Esopus. Von hier führt in natürlichem Gefälle ein Hauptsammler nach dem Sammelbecken von Hill View, dessen Spiegel 90 m über dem Meeresspiegel liegt. Außer diesem, das 28 km von New York entfernt ist und als Ausgleichbecken dient, ist weiter oberhalb noch das Kensico-Becken eingeschaltet als Reservebecken für den Fall eines Bruches der Druckleitung (Abb. 1 u. 2).

Man erhält einen Begriff von dem Umfange des ganzen Werkes, wenn man sich vergegenwärtigt, daß die Gilboa-Sperre fast 200 km von New York liegt, der Shandaken-Tunnel eine Länge von 29 km hat und damit der längste Tunnel der Welt ist. Die Druckleitung zwischen dem Becken von Ashokan und New York hat eine Gesamtlänge von 150 km, umfaßt 24 Tunnel, 21 Heberanlagen und fördert ununterbrochen die Wassermenge von 22 m³/Sek. mit einer Geschwindigkeit von 10 m/Sek.; ihr Querschnitt würde bequem die Durchfahrt eines Eisenbahnzuges mit Schnellzuglokomotiven gestatten.

Abb. 2 zeigt deutlich die auf der Strecke zu überwindenden Schwierigkeiten. Anderseits gestattete die zur Verfügung stehende Druckhöhe, den weitaus größten Teil des Stadtgebietes ohne die Benutzung eines Pumpwerkes: Die Pumpwerke in Brooklyn, Manhattan, Bronx und Richmond konnten in der Hauptsache außer Dienst gestellt und damit eine jährliche Betriebsersparnis von 2 Mill. Doll. erzielt werden.

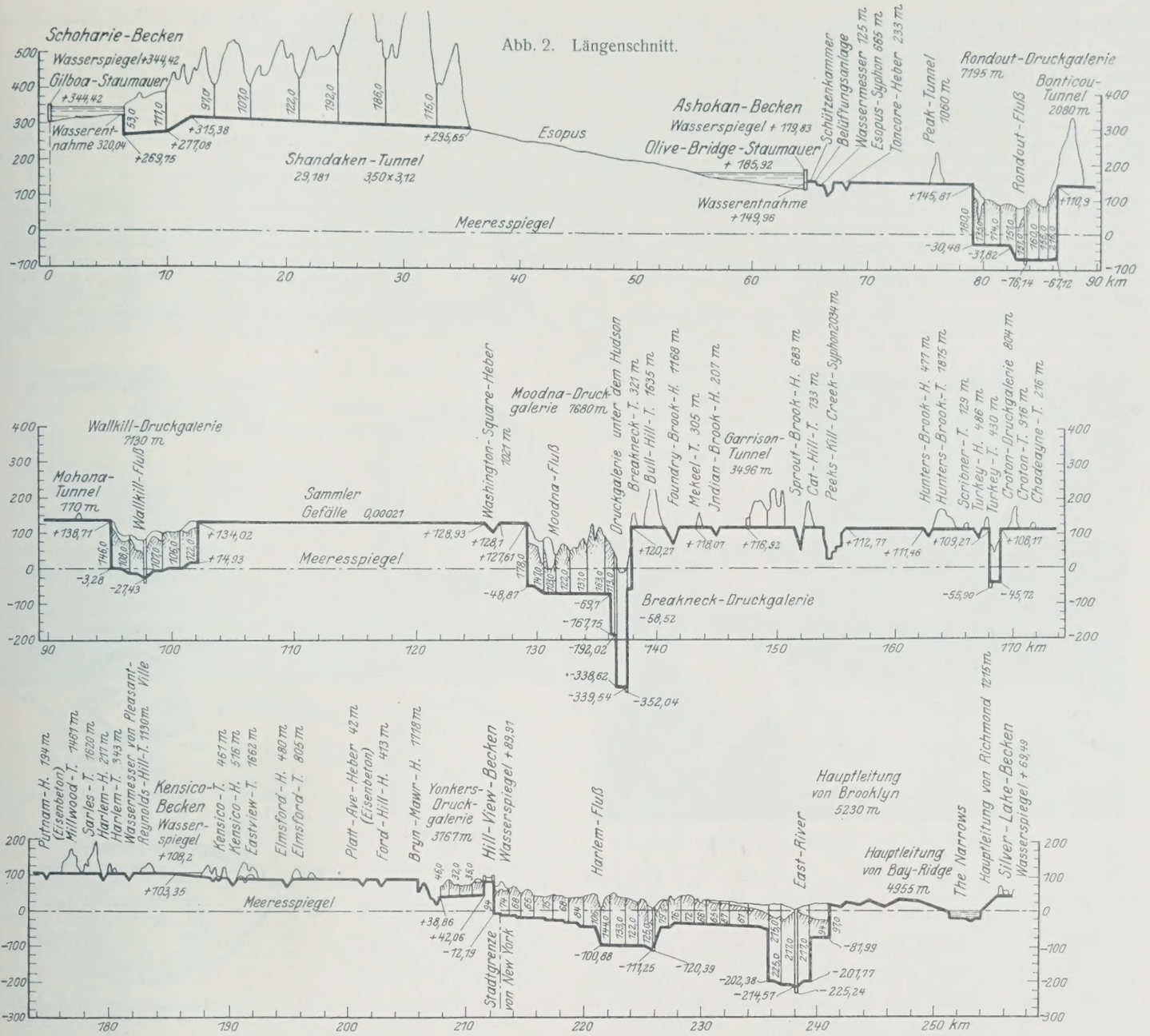
Die Einzugsgebiete des Schoharie und des Esopus sind nur dünn bevölkert, das dort gesammelte Wasser ist infolgedessen nur wenig verschmutzt. Dennoch hat man zur Erzielung größtmöglicher Reinheit jede Vorsorge getroffen: Zwei Belüftungsbecken nehmen dem Wasser jede Spur des schlechten Geruches, der in manchen Jahreszeiten nach dem Durchfließen so langer Leitungen auftreten könnte, während zwei Chlorgas-Anlagen an den Stauseen von Ashokan und Kensico die Abtötung etwa vorhandener schädlicher Keime gewährleisten. Das gewonnene Wasser hat übrigens, da die 810 und 665 km² großen Quellgebiete beider Flüsse in der Hauptsache Sandstein- und Schieferboden zeigen, einen sehr geringen Härtegrad.

Es seien zunächst die Einzelbauwerke des Esopus-Gebietes betrachtet:

Das Staubecken von Ashokan liegt — 22 km westlich von Kingston — in der Grafschaft Ulster, zählt mit einer Fassung von 480 Mill. m³ zu den größten der Welt und wird durch die als Schwergewichtmauer in Beton ausgeführte Olive-Bridge-Sperre (Abb. 3a) gebildet, die nach beiden Seiten durch einen geschütteten Damm abgeschlossen wird. Das Becken wird durch einen Zwischendamm in zwei Teile geschieden, und je nach der Beschaffenheit des von den umliegenden Quellen gelieferten Wassers wird der eine oder der andere Teil benutzt. Unterhalb der Staumauer, am Beginn des Catskill-Aquaduktes, befindet sich eine der Belüftungsanlagen (Abb. 4), in denen das Wasser durch ein System feiner Rohre als Staubregen in die Luft geblasen und nach gründlicher Berührung mit der Luft in einem Betonbett aufgefangen wird. Die Schaffung dieses künstlichen Sees erforderte weiterhin den Bau einer Uferstraße von 65 km Gesamtlänge sowie von zehn Brücken, ferner die Verlegung einer 18 km langen Bahnstrecke.

An Gerät und Baumaschinen wurden für diese Stauanlage verwendet 48 km Schmalspurgleis mit 33 Lokomotiven und 580 Wagen, 60 Derricks, 7 Kabelbahnen, 19 Dampfbagger und die üblichen Betonierungs-, Druck-

Abb. 2. Längenschnitt.



luft- usw. Einrichtungen. Die Kosten beziffern sich einschließlich der Straßen- und Eisenbahnbauten auf 30,5 Mill. Doll.

Das Staubecken von Kensico dient, wie bereits mitgeteilt, als Rückhalt für den Fall eines Bruches oder sonstigen Unfalls auf der 120 km langen Druckleitung zwischen ihm und dem Ashokan-Becken. Es faßt etwa 110 Mill. m³, kann also die Versorgung von New York auf die Dauer mehrerer Monate sicherstellen und hat eine Wasserspiegelhöhe von 110 m über MNW von New York. Ebenso wie die Schwesteranlage wird auch das Kensico-Becken durch eine Beton-Schwergewichtmauer abgeschlossen, die mit 93 m Gesamthöhe und 760 000 m³ Betonmassen eine der bedeutendsten Staumauern der Welt ist, was ihr äußerer Eindruck nicht vermuten läßt, da sie nach Abb. 3c mit dem weitaus größten Teil des Mauerkörpers im Boden sitzt. Unterhalb der Mauer befindet sich eine Sterilisieranlage für den Zusatz von

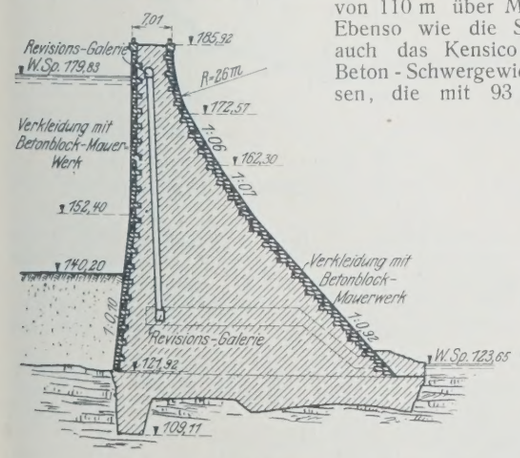


Abb. 3a. Olive-Bridge-Staumauer.

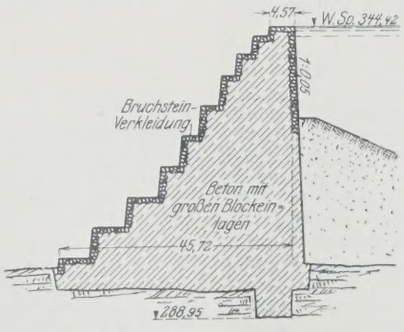


Abb. 3b. Gilboa-Staumauer.

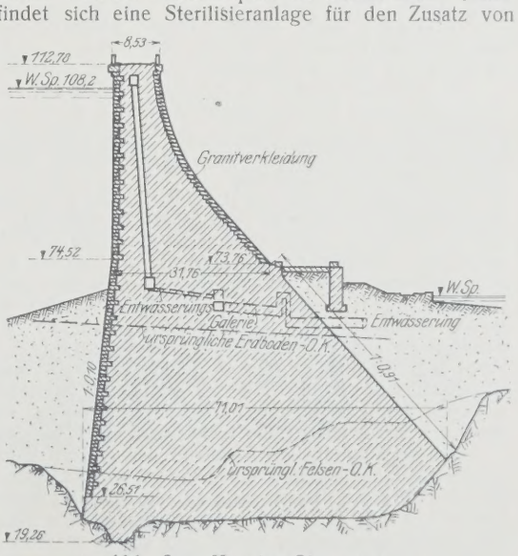


Abb. 3c. Kensico-Staumauer.

flüssigem Chlor und eine Belüftungsanlage, die der am Catskill-Aquadukt (Abb. 4) gleich ist. Als weitere Nebenanlagen kommen auch hier Straßen von 24 km Gesamtlänge und zahlreiche Brücken in Frage, der Kostenaufwand für das 1918 vollendete Werk betrug 15 Mill. Doll.

Das Becken von Hill View liegt auf dem höchsten Punkte der Stadt Yonkers und ist ein künstlicher, offener Stausee von 11 m Tiefe, dessen etwa 3,75 Mill. m³ betragender Inhalt zwischen Erddämmen aufgespeichert wird. Er wird ebenso wie das Ashokan-Becken durch einen Zwischendeich in zwei voneinander unabhängige Hälften geschieden, die je nach der Beschaffenheit des in ihnen vorhandenen Wassers wechselweise betrieben werden können, wurde 1915 in Dienst gestellt und erforderte eine Bausumme von 5,8 Mill. Doll.

Das Becken von Silver Lake (Abb. 1) liegt auf Staten Island und dient zur Verteilung innerhalb des Stadtgebietes. Es hat eine Wasserspiegelhöhe von 69 m über dem Meer, ist 730 × 450 m groß, besitzt ebenfalls zwei Kammern und hat bei 11 m Tiefe eine Fassung von 1,68 Mill. m³.

Die Sammelleitung ist bezüglich der Linienführung aus Abb. 1 und im Längenschnitt aus Abb. 2 ersichtlich; sie dürfte das bedeutendste jemals ausgeführte Bauwerk dieser Art sein. Abb. 5 zeigt die nach Geländeund Bodenbeschaffenheit wechselnden Querschnitt- und Bauformen, deren am meisten verwendete, die von den Erbauern „Cut and Cover" genannte, im Einschnitt mit Hinterfüllung und Aufschüttung auf über 90 km Gesamtlänge hergestellte nach Abb. 5g ist. Diese Bauform wurde ohne Eiseneinlagen im Gußbetonverfahren zwischen fahrbarer äußerer und innerer Eisenschalung ausgeführt, ähnlich wie sie bei einem Sammelkanal für Washington in der „Bautechnik" 1925, Heft 45, S. 641, beschrieben ist. Das Wasser fließt hierin ohne Druck in einem Gefälle von 0,2 ‰, bei gewöhnlichem Betrieb ist die Leitung nur zum Teil gefüllt.

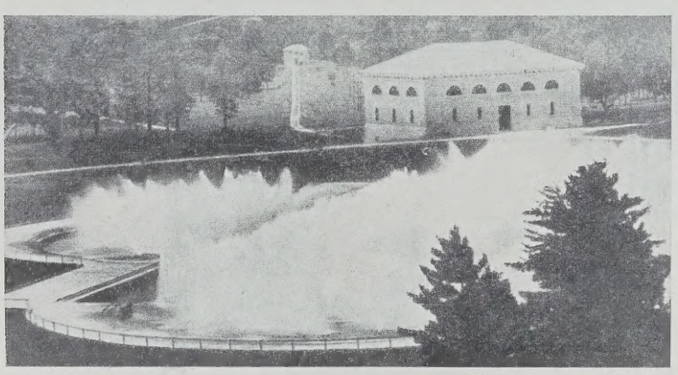


Abb. 4. Belüftungsbecken am Eingange des Catskill-Aquadukts.

Große Schwierigkeiten bereiteten mehrfach Täler und Einschnitte, deren Kreuzung in gewöhnlicher Sammelleitung ohne übergroße Erdarbeiten oft nicht möglich war, so daß man zum Bau von Druck- oder Heberleitungen schreiten mußte. Man ging hierbei, ebenso wie bei der Unterdückerung des Hudsonflußbettes, mit den senkrechten Schächten in festem, widerstandsfähigem Felsen genügend tief unter die tiefste Fluß- oder Talsohle hinunter, so daß auch der wagerechte Teil der Druckleitung in festes Gestein zu liegen kam, und versah Schächte und Stollen mit einer — nicht bewehrten — Betonauskleidung. Diese Druckgalerien mußten sehr erhebliche Beanspruchungen enthalten: So steigt z. B. die in Abb. 6 dargestellte unter dem Hudson bis auf 338 m unter dem Meeresspiegel hinunter und erleidet einen Druck von 45 at. Im ganzen hat die Sammelleitung sieben Druckstrecken von zusammen 27 km Länge (Abb. 5c).

In kleinen Tälern wurden eiserne Heberleitungen mit äußerer und innerer Betonschutzschicht verlegt (Abb. 5d u. e), und zwar sind im ganzen 14 Stück mit einer Gesamtlänge von 10 km ausgeführt.

An Tunneln wurden im ganzen 25 Stück mit einer Gesamtlänge von 22,5 km gebohrt: Ihr Querschnitt (Abb. 5a u. b) ist etwas kleiner als der der gewöhnlichen Leitung (Abb. 5g) und zeigt eine diesem ähnliche Hufeisenform; das Wasser fließt in ihnen in natürlichem Gefälle und bei nur teilweise gefülltem Querschnitt.

Die Verteilungsleitung für die fünf New Yorker Bezirke führt als unterirdischer Druckstollen von 29 km Gesamtlänge und einem zwischen 3,30 und 4,60 m schwankenden Durchmesser vom Hill-View-Becken aus zur Stadt. Angesichts des starken Innendruckes in dieser Leitung war man gezwungen, sie überall in festen, widerstandsfähigen Felsen vorzutreiben und infolgedessen bis in Tiefen von 230 m unter dem Meeresspiegel hinabzusteigen. Ferner war der Bau von 25 Sammelbrunnen notwendig, die zur Vermeidung von Verkehrsstörungen ihren Platz in den Parks und öffentlichen Anlagen gefunden haben. Sie sind mit genieteten, betonumhüllten Stahlrohren verkleidet und vermitteln die Verbindung zwischen der Druckleitung und den Hauptrohren der Wasserleitung, die unter der Straßenoberfläche laufen und die Hausanschlüsse speisen.

Die ungewöhnlichen Ausmaße des ganzen Werkes zwangen zu entsprechenden Maßnahmen bei Entwurf und Ausführung: In den Brunnen sind Schieber aus Bronze von 1,80 m Durchm. eingebaut, in der Galerie solche von 1,70 m. Die ersteren werden von Hand bedient, schließen sich jedoch von selbst, sobald ein Bruch in einer der oberen Straßenleitungen eintritt. Durch die beiden Schieber in der Galerie lassen sich einzelne Abschnitte der letzteren zur Ausbesserung oder Reinigung ohne Störung der Wasserabgabe absperren.

Zur Überführung des Meeresarmes zwischen Brooklyn und Long Island dient eine gußeiserne Heberleitung; sie wurde auf dem Meeresboden in dort ausgehobener Baugrube verlegt und mit einer Sand- und Kiesschüttung gesichert. Abb. 7 zeigt den bemerkenswerten Verlegungsvorgang: Die 80 cm i. l. weiten Rohre sind (Abb. 5d) elastisch miteinander verbunden und auf einem beweglichen, aufwärts gebogenen Gerüst gelagert, das mit einem Ende auf dem Meeresgrunde gleitet und mit dem anderen an einem Prahm verankert ist. Dieser wird von einem Schlepper mit einer dem Verlegungsfortschritt angepaßten Geschwindigkeit über der Baustrecke vorwärts gezogen und ist mit den nötigen Einrichtungen versehen, um das Einbringen der Rohre in ununterbrochenem Arbeitsgang zu ermöglichen. Wie aus Abb. 7 ersichtlich, werden an dem einen, aus dem Wasser ragenden Ende des Verlegungsgerüstes die mittels Derrick heran-

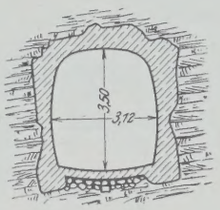


Abb. 5a. Shandaken-Tunnel.

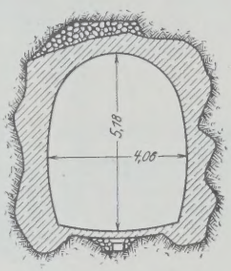


Abb. 5b. Tunnelstrecke zwischen Kensico- und Hill-View-Becken.

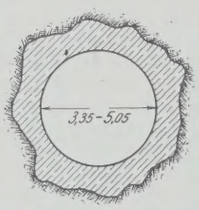


Abb. 5c. Druckgalerie Rondout, Walkill 4,42 m, Moodna 4,31 m, Hudson, Breakneck, Croton 4,26 m, Yonkers 5,05 m, Stadtgebiet 3,35 m, 3,65 m, 3,96 m, 4,26 m, 4,57 m.

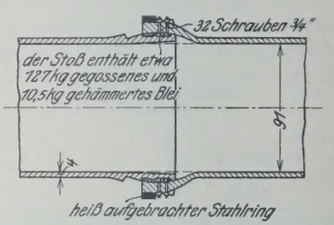


Abb. 5d. Stoßausbildung für die Heberleitungen.

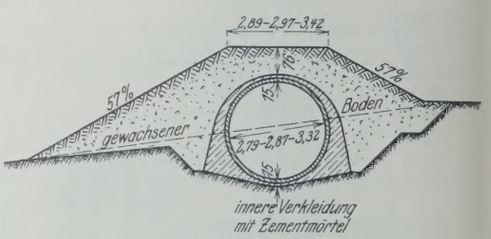


Abb. 5e. Stahlrohr-Heberleitung.

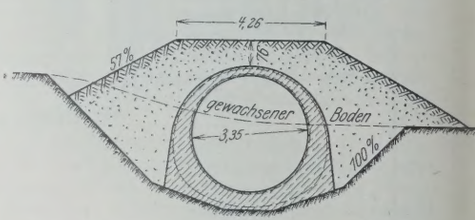


Abb. 5f. Eisenbetonleitung am Kensico-Paß.

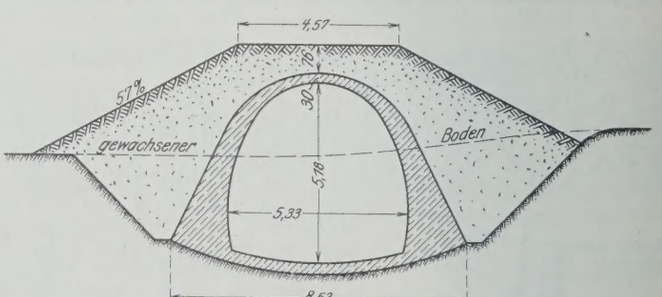


Abb. 5g. Regelquerschnitt in Hufeisenform in offener Baugrube hergestellt.

Abb. 5a bis 5g. Tunnel- und Leitungs-Querschnitte.

geschwenkten Rohre angeschlossen, die dann gleichmäßig nach unten gleiten, während vom anderen, auf dem Meeresboden schleifenden Ende aus die Leitung verlegt und mit Schüttung bedeckt wird.

Die Kosten für die Verteilungsleitung einschließlich des Tunnels, der Druckleitungen, des Silver Lake-Beckens usw. belaufen sich auf 27 Mill. Doll.

Das Quellgebiet des Schoharie besteht hauptsächlich aus hohen, wenig bewaldeten Hügelketten, der Boden ist zum größeren Teil Sandstein oder Tonschiefer, der keine Versickerungen des Wassers zuläßt, und die Ablaufziffer für Meteorwässer daher entsprechend hoch und in eingehenden Messungen mit 69 % ermittelt. Zur Zeit der Schneeschmelze im Frühjahr führt der Fluß starkes Hochwasser; während des Sommers

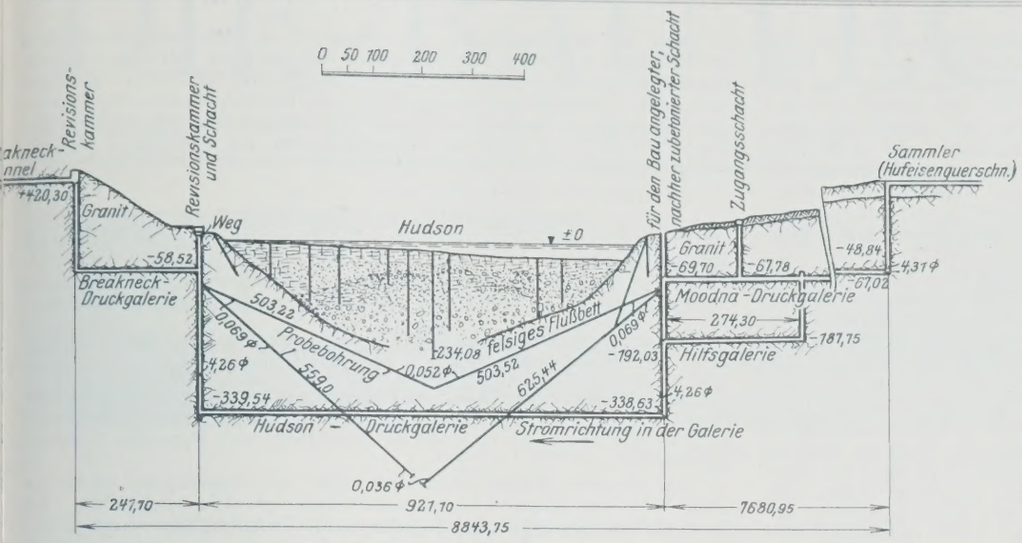


Abb. 6. Druckgalerie unter dem Hudson.

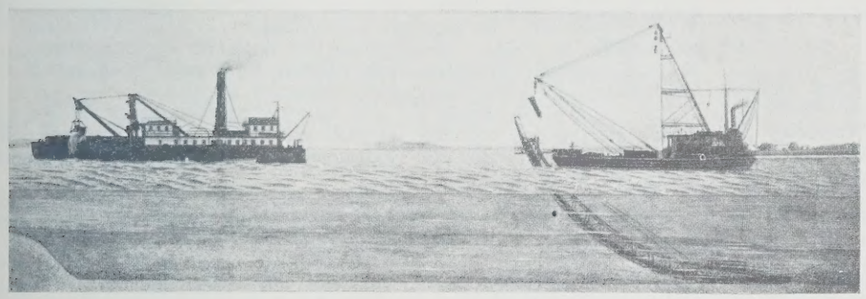


Abb. 7. Verlegen der Heberleitung zwischen Brooklyn und Long Island.

Der Shandaken-Tunnel (Abb. 5a u. 8) ist mit 29 km Länge heute der längste Tunnel der Welt, zeigt Hufeisenform und hat eine Breite von 3,0 m, eine Höhe von 3,50 m; die Betonverkleidung der Innenwandungen vermindert den Reibungsverlust, die Sohle hat ein gleichmäßiges Gefälle von 0,85 % mit Ausnahme des ersten Abschnittes, der als Druck- und Heberleitung betrieben wird.

Das Wasser tritt in diesen Tunnel — durch einen Zähler — mittels eines Einlaufschachtes ein, 7 weitere, bis zu 190 m tiefe Schächte dienen für die Belüftung; sie haben kreisförmigen Querschnitt und sind ebenfalls an der Innenseite mit Beton verkleidet. Der Tunnelvortrieb geschah von diesen Schächten aus gleichzeitig und nach beiden Richtungen, was eine erhebliche Abkürzung der Bauzeit ermöglichte: Die Arbeiten begannen

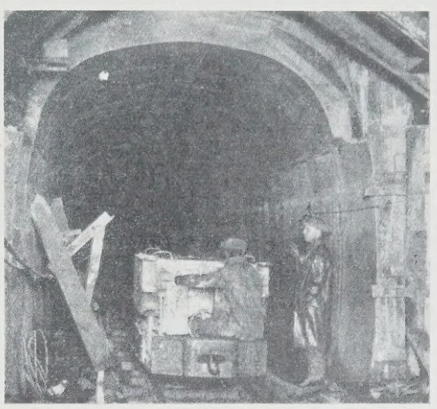


Abb. 8. Ausbau des Shandaken-Tunnels.

ist der Ablauf verhältnismäßig gering. Durch die Gilboa-Talsperre wird der Schoharie in seinem ursprünglich nach Norden gerichteten Lauf abgelenkt und sein Wasser durch den Shandaken-Tunnel nach dem Hudson-Gebiet geleitet. Die Arbeiten für diesen Teil des Gesamtunternehmens haben 1916 begonnen und wurden 1924 vollendet.

Das durch die genannte Sperre gebildete Schoharie-Staubecken faßt 75 Mill. m³ und ist etwa 9 km lang, 1,1 km breit und bis zu 18 m tief. Eine Umlegung von Bahnstrecken war hier nirgends erforderlich, doch mußten etwa 20 km neue Straßen angelegt werden. Um auch bei Hochwasserzeiten Wasserverluste zu vermeiden, ist der Shandaken-Tunnel auf eine Durchflußmenge von 2,28 Mill. m³ je Tag oder 26 m³/Sek. nach dem Ashokan-Becken berechnet, was etwa das Doppelte der vom Schoharie geführten mittleren Wassermenge darstellt. Auf diese Weise wirkt auch das Ashokan-Becken, etwa 6,4 mal größer als das des Schoharie, bei der Aufspeicherung der Hochwasser dieses Flusses mit.

Die Gilboa-Talsperre besteht aus zwei Abschnitten, deren einer als Schwergewichtmauer in Beton mit Steinblockeinlagen, der andere als Erddamm mit Betonkern ausgeführt ist. Die größte Höhe beträgt 55 m, die größte Fußbreite 46 m. Der erstgenannte Teil der Sperre (Abb. 3b) wirkt als Überlaufmauer und ist auf beiden Außenseiten mit Werkstein verkleidet. Für den Bau waren erforderlich 300 000 m³ Erdaushub, 170 000 m³ Felsarbeit, 335 000 m³ Beton; die Baukosten betrugen 6,82 Mill. Doll.

im November 1917, der letzte Durchschlag fand statt am 1. Oktober 1923, nachdem 460 000 m³ Feld- und 76 000 m³ Erdbewegung geleistet und 150 000 m³ Beton eingebracht waren bei einem Kostenaufwande von 12,138 Mill. Doll. Nähere Angaben und Leistungszahlen befinden sich in der „Bautechnik“ 1923, Heft 31.

Die Ausführung des Werkes wurde in 29 Hauptlose geteilt und diese an geeignete Sonderfirmen vergeben; die Vertragsummen schwanken dabei zwischen 1 und 12 Mill. Doll. Bei 26 weiteren Losen erscheinen Beträge von 0,1 bis 1,0 Mill. Doll., daneben gelangten 81 kleinere Lose zur Vergebung. Die Anzahl der hierbei Beschäftigten wechselte ausschließlich der Spezialarbeiter zwischen 500 und 17 240.

Insgesamt sind für Vorarbeiten, Grunderwerb, Bauausführung einschließlich aller Nebenausgaben, jedoch ohne Einrechnung der Zinsen 184,8 Mill. Doll. ausgegeben worden: Das dafür gewonnene Wasser kommt je Kopf der Verbraucherzahl und Tag auf 0,75 Cent, d. h. auf etwa 3 Pf. zu stehen einschließlich aller Anschluß-, Zähler- und Verwaltungsgebühren sowie einschließlich des Verbrauchs für Lösch- und Straßenreinigungs- u. dergl. Zwecke.

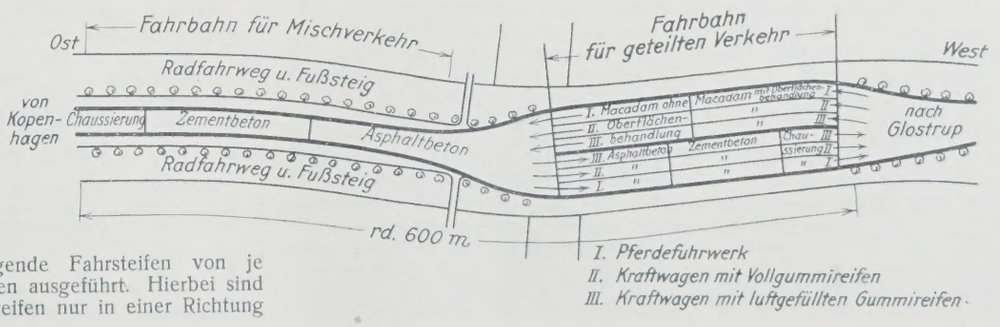
In der Zeit von 1916 bis 1922 hat sich der Wasserbedarf New Yorks jährlich um etwa 116 000 m³ für den Tag vermehrt: Falls diese Zunahme auch für die Zukunft in gleichem Maße andauert, wird die jetzige Leistung von 1,92 Mill. m³ für den Tag vom Jahre 1935 ab nicht mehr ausreichen.

Kittel.

Vermischtes.

Technische Hochschule Zürich. Unser geschätzter Mitarbeiter, Direktor Dr.-Ing. L. Karner von der Firma Aug. Klönne in Dortmund, ist als Professor für Baustatik und Eisenbau an die Eidgen. Technische Hochschule Zürich berufen worden.

Ein Straßenstück für Versuchszwecke mit verschiedenen Befestigungsarten ist nach einer Mitteilung in „Ingeniören“ 1926, Nr. 29, im Sommer 1926 auf der Chaussee Kopenhagen—Roskilde bei Glostrup ausgeführt worden. Diese Versuchstrecke (s. Abb.) ist ihrer Art nach anders gelegt, als beispielsweise die Versuchstraßen bei Braunschweig und München. Da man nämlich feststellen will, welchen Einfluß die verschiedenen Fuhrwerksarten auf die Straßendecken ausüben, hat man auf einer Strecke die Fahrbahn verbreitert und nebeneinanderliegende Fahrsteifen von je 3 m Breite für drei verschiedene Fuhrwerksarten ausgeführt. Hierbei sind die Fahrrichtungen getrennt, so daß jeder Streifen nur in einer Richtung befahren wird. Die drei Fuhrwerksarten sind: Pferdefuhrwerke, Kraftwagen mit Vollgummibereifung und Kraftwagen mit luftgefüllten Gummireifen. Der Umfang des Verkehrs auf der Straße Kopenhagen—Roskilde ist so groß, daß man hofft, schon innerhalb eines Jahres einigermaßen brauchbare Ergebnisse zu erzielen. An Befestigungs-



arten sind Zementbeton, Asphaltbeton, sowie Makadam mit und ohne Oberflächenbehandlung verwendet worden. Diese vier Arten sind gewählt, weil sie recht widerstandsfähig gegen Abnutzung sind und sich im Straßenbau schon gut bewährt haben. Die drei Fahrstreifen sind mit deutlichen Begrenzungen und Bezeichnungen, die nachts beleuchtet werden, versehen. Der Verkehr wird genau überwacht und in üblicher Weise gezählt, insbesondere wird darauf geachtet, daß die Fuhrwerke die vorgeschriebenen Streifen befahren und auf der Versuchstrecke vorausfahrende Fuhrwerke nicht zu überholen suchen, wobei sie auf den Nachbarstreifen kommen würden. Man geht mit der Absicht um, selbsttätige Zählapparate einzubauen.

Die Versuchstrecke ist bereits im Jahre 1925 als Chaussee von 23 bis 30 cm Dicke auf Schlackenunterlage gebaut und dem gesamten Straßenverkehr ausgesetzt worden. Um das Hochfrieren der Decke im Winter zu vermeiden, wurde ein ausgedehntes Netz von Entwässerungsrohren verlegt. Nachdem die so vorbereitete Strecke ein Jahr lang in Betrieb gewesen war, wurden die Versuchsdecken aufgebracht, die im Juli 1926 fertiggestellt waren. Die Abnutzung wird von Festpunkten aus mit Hilfe eines mit Noniusablesung versehenen Profilographen mit einer Genauigkeit von $^1/_{10}$ mm gemessen. Bemerkenswert ist, daß die Fahrzeuglenker in diesem Falle stets große Bereitwilligkeit und volles Verständnis für diese Versuche gezeigt haben, wodurch die immerhin schwierige Arbeit den Aufsichtsbeamten wesentlich erleichtert wurde. Die ersten Ergebnisse der beachtenswerten Versuche werden voraussichtlich schon in zwei bis drei Monaten mitgeteilt werden. Nils Buer.

Aus dem Reichshaushalt 1927. (Schluß aus Heft 7).

Seewasserstraßen.

Preußen (8 611 000).

Außerordentliche Sicherungsmaßnahmen an der Süder- und Nordermole in Pillau (Rest) 240 000, Vertiefung, Verbreiterung und Befeuerung des Königsberger Seekanals (10. Teilbetrag) 4 700 000, Verbesserung der Schiffahrtstraße Stettin—Swinemünde (13. Teilbetrag) 1 100 000, weiterer Ausbau der Ufersicherung der Kaiserfahrt zwischen km 1,8 bis 2,8 der Ostseite (Rest) 42 000, Sicherung der Kölpinsee-Niederung (2. Teilbetrag) 80 000, Instandsetzung des Ostufers der Mellinfahrt im Bezirk des Hafenbauamts Swinemünde (1. Teilbetrag) 45 000, Ersatzbau für ein Werkstättengebäude der Staatswerft Stettin-Bredow (Rest) 45 000, Ersatzbau für einen Eisenlagerschuppen und für ein Arbeiterspeise- und -wohnhaus der Staatswerft Stettin-Bredow 195 000, weiterer Ausbau des Buhnensystems vor der Landzunge bei Dievenow (1. Teilbetrag) 100 000, Verbesserung der Fahrwasserverhältnisse in der Fischerbalje bei Borkum (3. Ergänzungs- und Restbetrag) 520 000, Umbau der Buhnen 1 bis 7 auf Borkum (1. Teilbetrag) 780 000, Beschaffung zweier Spülerprahme für das Wasserbauamt in Emden 190 000.

Preußen, Hamburg und Bremen.

Ausrüstung von Feuerschiffen in der Nordsee mit Anlagen zur Ausführung von Richtungs- und Abstandsbestimmungen bei Nebel (Rest) 108 000.

Hamburg (3 611 000).

Elberegulierung oberhalb und unterhalb Hamburgs bis Brunshausen (7. Teilbetrag) 120 000, Baggerungen in der Unterelbe an der Ostebank (7. Teilbetrag) 1 400 000, Arbeiten zur Wiederherstellung und Erleichterung der Unterhaltung des Fahrwassers der Unterelbe bei der Ostebank (3. Teilbetrag) 1 400 000, Einrichtung eines Liegehafens mit Tonnen- und Bauhof bei Schulau, Unterelbe (2. Teilbetrag) 300 000, Errichtung eines Wasserstandsanzeigers für die Unterelbe bei Brunsbüttelkoog 79 000, Beschaffung von Leuchttonnen für die Außenelbe 72 000.

Mecklenburg-Schwerin.

Verbesserung der Nebelsignaleinrichtungen des Hafens Warnemünde 110 000.

Bremen (7 110 000).

Ausbau des Fedderwarder Armes zum Hauptfahrwasser der Außenweser (6. Teilbetrag) 2 780 000, Baggerungen für die weitere Vertiefung und Verbreiterung der Unterweser (7. Teilbetrag) 4 050 000, Fortführung des Ausbaues des rechten Nebenarmes der Unterweser (6. Teil- und Restbetrag) 180 000.

3. Außerordentlicher Haushalt.

Insgesamt 84 685 000 R.-M., im einzelnen u. a. Beteiligung des Reichs an der Neckar A.-G. durch Übernahme von Aktien und Gewährung von Darlehen 4 040 000, Maßnahmen zur Verbesserung der Hochwasserverhältnisse am Neckar in den Gemarkungen Stuttgart-Cannstatt und Münster (2. Teilbetrag) 1 500 000, Beteiligung des Reichs an der Rhein-Main-Donau A.-G. durch Übernahme von Aktien und Gewährung von Darlehen 5 715 000, Beteiligung des Reichs an der Teltow-Kanal A.-G. durch Ankauf von Stücken der Teltower Kreisanleihe Ausgabe X 100 000, Rhein-Weser-Kanal 20 980 000, Herstellung einer zweiten Fahrt im Zuge des Dortmund-Ems-Kanals an dessen Kreuzung mit der Lippe und Stever bei Olfen (1. Teilbetrag) 980 000, Hohenzollern-Kanal 2. Abstieg bei Niederfinow (Liepe) (7. Teilbetrag) 1 000 000, Verbesserung der Oderwasserstraße unterhalb Breslau (7. Teilbetrag) 4 000 000, Ausbau des Pregels zwischen Insterburg und Groß Bubainen (2. Ergänzungs- und Restbetrag) 640 000, Bau eines Staubeckens an der Glatzer Neiße bei Ottmachau (2. Teilbetrag) 1 000 000, Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder (7. Teilbetrag) 8 250 000, Fortsetzung des Kanalbaues östlich Hannover einschl. Grunderwerb und für Vorarbeiten und Bauausführungen am Südflügel oder Beteiligung des Reichs an einer oder mehreren für die Fortsetzung des Baues zu bildenden Gesellschaften 22 600 000, Fortsetzung des Ausbaues des Ihle-Plauer Kanals einschl. Grunderwerb oder Beteiligung des Reichs an einer für die Fortsetzung des Ausbaues zu bildenden Gesellschaft (7. Teilbetrag) 4 200 000, Fortsetzung des Ausbaues des Oder-Spree-Kanals einschl. Grunderwerb sowie für Verbesserungen der Schiffahrtverhältnisse im äußeren Fürstenberger See (7. Teilbetrag) 860 000, Ausbau des Hunte-Ems-Kanals von Oldenburg bis Kampe (Ergänzungsbetrag) 320 000, Küstenkanal (2. Teilbetrag) 3 000 000, Umkanalisierung des Untermains (2. Teilbetrag) 4 000 000.

Außerdem kommen in Betracht:

Angelegenheiten des Eisenbahnwesens.

Im ordentlichen Haushalt: Fortdauernde Ausgaben insgesamt 100 578 154 R.-M.

Im außerordentlichen Haushalt für Unterstützung des Baues von Eisenbahnen, die nicht dem allgemeinen Verkehr dienen 5 000 000.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Die Straßenbrücke über den Rhein bei Wesel. Im Anschluß an die Veröffentlichung über diese Brücke[1]) werden wir ersucht, über die Baugeschichte und die behördliche Bauleitung noch folgendes bekanntzugeben:

Der allererste Brückenvorentwurf wurde nach Ausweis der Akten im Jahre 1903 von Regierungsbaumeister Haubenreißer bearbeitet. Im Jahre 1912 wurde dann beim Wasserbauamt Wesel, dessen Vorstand damals der verstorbene Baurat Eichentopf war, ein Bureau zur Ausarbeitung von wasserbautechnischen Entwürfen, die damals schwebten, und zu denen auch der Brückenbau zählte, unter der Leitung von Regierungsbaumeister Marx eingerichtet. Im gleichen Jahre entstand ein neuer Vorentwurf zu der Brücke, an dessen Ausarbeitung der damalige Regierungsbauführer Heintze erheblichen Anteil hatte. Dieser Vorentwurf wies bereits im wesentlichen die Formgebung der Ausführung auf.

Im Jahre 1913 wurde der den Ausschreibungen für die Pfeiler und Eisenkonstruktionen zugrunde liegende ausführlichere Entwurf aufgestellt, der nach Prüfung durch die vorgesetzten Dienststellen zur Ausführung genehmigt wurde.

Für die Durchführung des Baues wurde eine der Rheinstrombauverwaltung unterstellte Bauabteilung unter der Leitung von Regierungsbaumeister Marx eingerichtet. Der rechte Strompfeiler war gerade bis zur Flußsohle abgesenkt, als der Krieg ausbrach. Die meisten Herren der Bauabteilung mußten sofort zu den Fahnen abreisen, und der Bau wurde unterbrochen. Im übrigen sei auf den Aufsatz über den Brückenbau verwiesen.

Dem Wasserbauamt Wesel, dem die Bauleitung dann während des Krieges oblag, war für diese Aufgabe der Regierungsbaumeister Leopold zugeteilt. Die Schriftleitung.

[1]) Siehe Bohny, „Die Bautechnik“ 1926, Heft 38, S. 533 bis 536; Heft 42, S. 624 bis 628.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Der Reichspräsident hat auf Vorschlag des Reichskanzlers den Verbandssekretär Dr. h. c. Koch, M. d. R., zum Reichsverkehrsminister ernannt.

Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: Reichsbahnoberrat Reinicke, Werkdirektor des E. A. W. Meiningen, als Werkdirektor zum E. A. W. Göttingen, die Reichsbahnräte Otto Breuer, Werkdirektor des E. A. W. Göttingen, zur R. B. D. Essen, Böttcher, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Leipzig, als Werkdirektor zum E. A. W. Meiningen, Dannecker, bisher beim maschinentechnischen Bureau der R. B. D. Stuttgart, als Leiter einer Abteilung zum E. A. W. Eßlingen, Karl Krause, bisher bei der Eisenbahn-Bauabteilung Friemersheim, als Vorstand zur Eisenbahn-Bauabteilung Horrem, Augustin, bisher bei der Eisenbahn-Bauabteilung Münster (Westf.), zum E. B. A. 1 Berlin, und Dr.-Ing. Gläsel, bisher beim Allgemeinen technischen Bureau der R. B. D. Dresden, zur R. B. D. Berlin, sowie die Reichsbahnbaumeister Walter Rohde, bisher bei der R. B. D. Frankfurt (M.), zur R. B. D. Trier, und Flemming, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Dresden, als Leiter einer Abteilung zum E. A. W. Magdeburg-Salbke.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnoberrat Georg Reiter, Referent der R. B. D. Regensburg.

Gestorben: die Reichsbahnoberräte Gustav Laubenheimer, Mitglied des E. Z. A., Berlin, und Wilhelm Koch, Mitglied der R. B. D. Kassel, und die Reichsbahnräte Dietz, Vorstand des E. B. A. Euskirchen, und Friedrich Müller, Vorstand des Eisenbahn-Maschinenamts Limburg (Lahn).

Bayern. Der Bauamtmann Karl Hübschmann des Straßen- und Flußbauamtes München ist in etatmäßiger Weise in gleicher Dienstseigenschaft an das Straßen- und Flußbauamt Neu-Ulm zur Bauleitung für Durchführung des Hochwasserschutzes an der oberen Donau berufen worden.

Preußen. Die Staatsprüfung hat bestanden der Regierungsbauführer Josef Atzhorn (Wasser- und Straßenbaufach).

INHALT: Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten. — Antrieb für Schiffshebewerke. — Die Wasserversorgung von New York. — Vermischtes: Technische Hochschule Zürich. — Ein Straßenstück für Versuchszwecke mit verschiedenen Befestigungsarten. — Aus dem Reichshaushalt 1927. (Schluß.) — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 25. Februar 1927. Heft 9

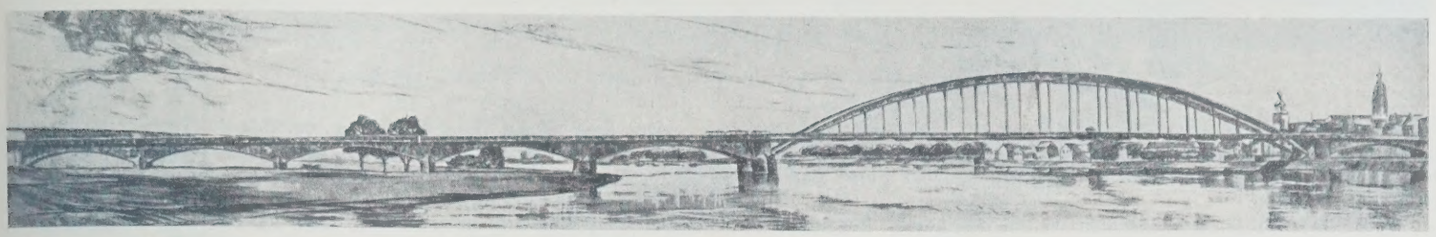


Abb. 9. Entwurf: „Deutschlands Strom". Rheinabwärts gesehen.

Ergebnis des engeren Ausschreibens zur Erlangung von Entwürfen für den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim zum Ersatz der Schiffbrücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. ehr. Dr. techn. h. c. **Schaper.**

(Fortsetzung aus Heft 6.)

4. Entwurf: „Deutschlands Strom". Verfasser: Brückenbauanstalt C. H. Jucho, Dortmund, und Siemens Bauunion, Berlin, in Verbindung mit Baurat Dr.-Ing. ehr. Voß, Kiel, und Architekt Georg Falck, Köln.

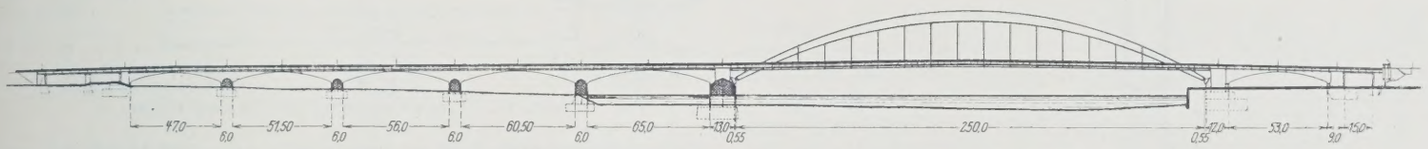


Abb. 10. Entwurf: „Deutschlands Strom". Übersicht der Brücke.

Der Hauptvorschlag dieses Entwurfes (Abb. 9 u. 10) hat mit dem Entwurf „Aus einem Guß" viel Ähnlichkeit. Der Hauptunterschied besteht darin, daß der Rhein nicht in einer einzigen Öffnung überbrückt ist, sondern daß ein Strompfeiler angeordnet ist. Das linksrheinische Flutgebiet wird von vier Eisenbetongewölben und die linke kleine Stromöffnung und die Mülheimer Werft werden von je einem Eisenbetongewölbe überbrückt. Die Stützweiten dieser Gewölbe — von links nach rechts gezählt — betragen 47, 51,5, 56, 60,5, 65 und 53 m. Die große Stromöffnung wird von einem vollwandigen eisernen Bogen mit 250 m Stützweite und mit 34 m Pfeilhöhe überspannt. Über der linksrheinischen Hafenbahn, dem Deichweg und der Mülheimer Freiheit liegen Blechträgerüberbauten.

Der Querschnitt des Bogens des großen Stromüberbaues ist doppel- und vollwandig und allseitig geschlossen (Abb. 11). Sein Inneres ist durch Mannlöcher zugänglich. Der Bogen ist nach einer Sichel geformt, hat also in der Mitte die größte Höhe. Die Bogenhöhe am Auflager mißt 2,2 m und in der Bogenmitte 6,0 m. Die Ausbildung des Bogens am Auflager und des Auflagers selbst ist aus der Abb. 11 zu ersehen.

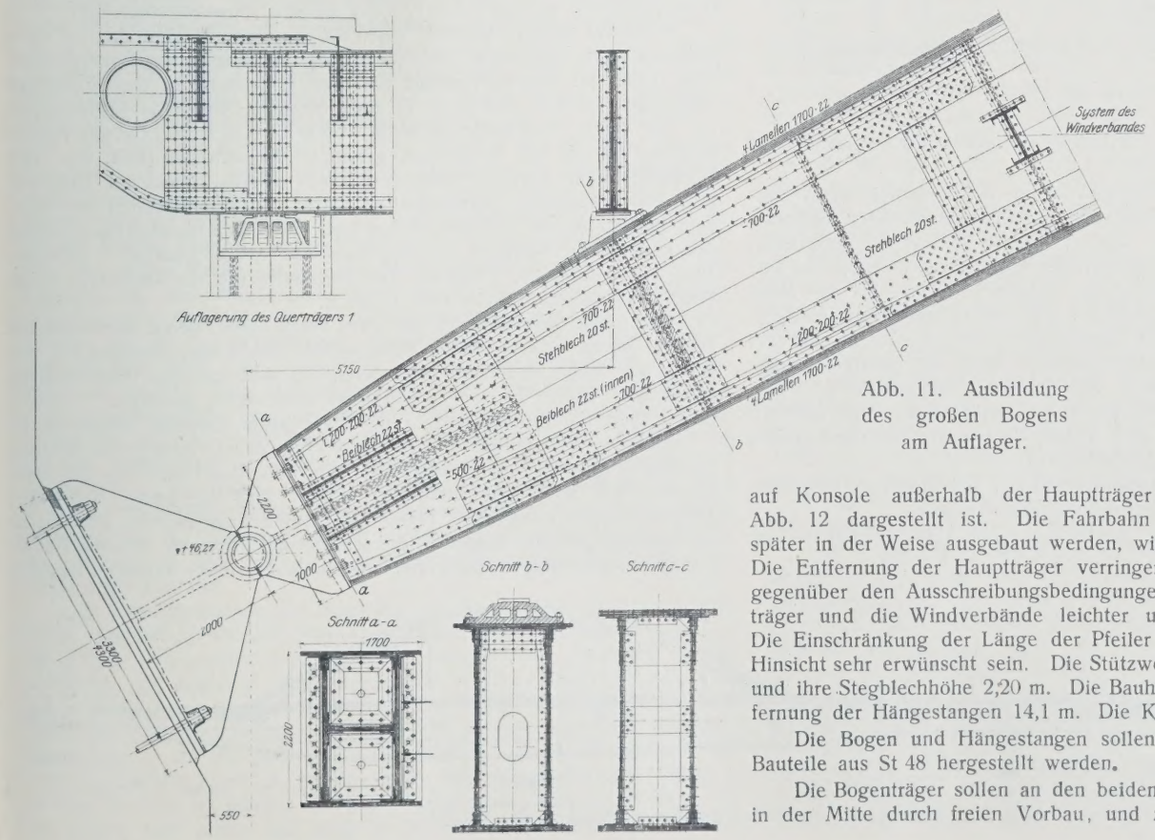


Abb. 11. Ausbildung des großen Bogens am Auflager.

Für die Gestaltung der Fahrbahn machen die Verfasser einen beachtenswerten, von den Ausschreibungsbedingungen abweichenden Vorschlag. Zur Vermeidung der späteren, immerhin mit Schwierigkeiten verbundenen Verbreiterung der Brücke durch außerhalb der Hauptträger anzuordnende Konsole und zur Erzielung weiterer Vorteile schlagen die Verfasser vor, den Platz für die Stadtschnellbahngleise vorläufig frei zu lassen, die Straßenbahngleise zwischen Fahrdamm und Fußsteig anzuordnen und Fußsteige und Straßenbahngleise auf Konsole außerhalb der Hauptträger zu legen, wie dies in der Abb. 12 dargestellt ist. Die Fahrbahn für die Stadtschnellbahn soll später in der Weise ausgebaut werden, wie dies die Abb. 12 wiedergibt. Die Entfernung der Hauptträger verringert sich nach diesem Vorschlag gegenüber den Ausschreibungsbedingungen um 5 m, wodurch die Querträger und die Windverbände leichter und die Pfeiler kürzer werden. Die Einschränkung der Länge der Pfeiler dürfte auch in wasserbaulicher Hinsicht sehr erwünscht sein. Die Stützweite der Querträger mißt 20,9 m und ihre Stegblechhöhe 2,20 m. Die Bauhöhe beträgt 2,76 m und die Entfernung der Hängestangen 14,1 m. Die Konsole kragen 7,25 m weit aus.

Die Bogen und Hängestangen sollen aus Siliziumstahl, die übrigen Bauteile aus St 48 hergestellt werden.

Die Bogenträger sollen an den beiden Seiten auf festen Gerüsten und in der Mitte durch freien Vorbau, und zwar, um etwaiges Setzen des

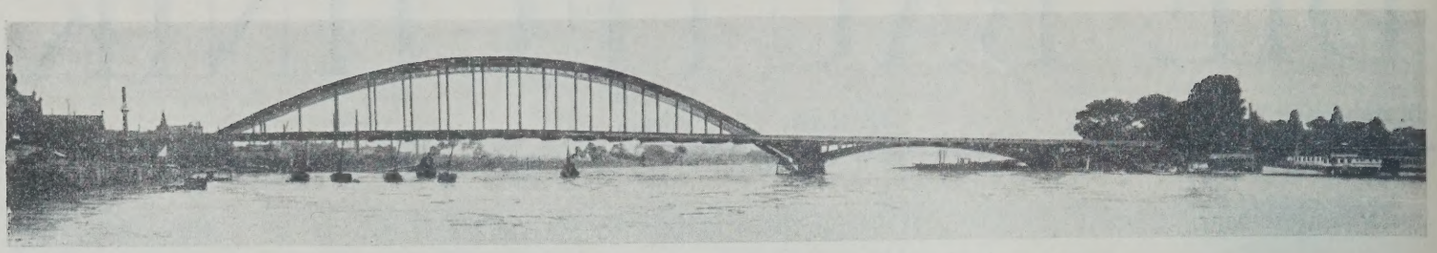


Abb. 14. Entwurf: „Deutschlands Strom". Variante. Rheinaufwärts gesehen.

Pfeilers und Widerlagers beim Ausrüsten der Bogen unschädlich zu machen, als Dreigelenkbogen zusammengebaut werden. Erst nach dem Aufbringen der gesamten ständigen Last sollen die Scheitelgelenke durch Vernieten geschlossen werden.

Es ist beabsichtigt, die einzelnen Wände des großen Bogens je für eine Bogenhälfte mit ihren Gurtwinkeln und allen Stoßteilen in der Werkstatt zusammenzulegen. Die so vorbereiteten Einzelteile der Wände sollen dann in einer am Rhein gelegenen Brückenbauanstalt mit den Gurtplatten, Aussteifungen usw. zu einzelnen fertigen Bogenstücken vernietet werden. Diese Bogenstücke werden dann in besonders dazu hergerichteten Schiffen zur Baustelle geschafft und vom Schiff aus gleich an ihre endgültige Stelle gebracht.

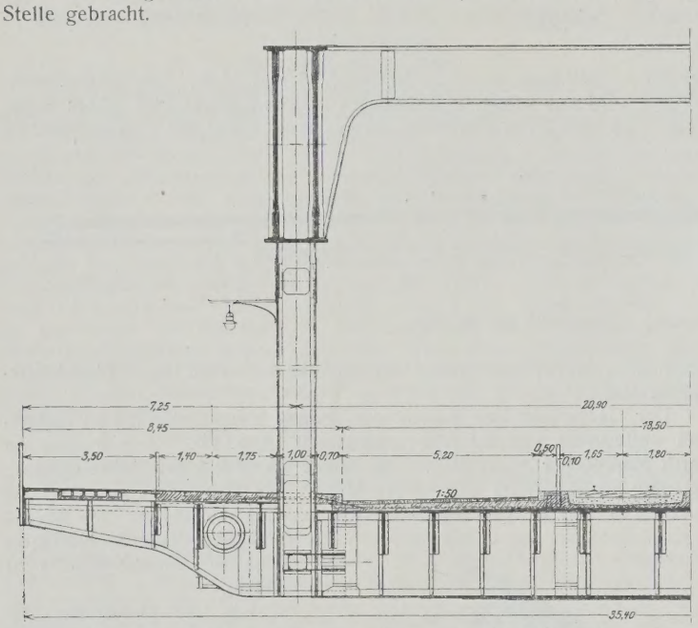


Abb. 12. Querschnitt durch den großen Stromüberbau.

Die Windverbände sind nach denselben Grundsätzen wie beim Entwurf „Aus einem Guß" angeordnet.

Die Eisenbetongewölbe der Überbrückung des linksrheinischen Flutgebietes, der kleinen Stromöffnung und der Mülheimer Werft sind nach der Bauart Melan ausgebildet. Jeder Überbau hat vier Rippenbogen, die mit Dreigelenk-Fachwerk-Bogenzwickelträgern bewehrt sind, wie dies die Abb. 13 darstellt. Die Rippenbogen kragen rückwärts bis zur Mitte des Pfeilers aus, damit über dem Pfeiler nur eine Dehnungsfuge entsteht. Die Mittenabstände der äußeren Rippenbogen betragen 7,1 m, die der mittleren 6,7 m. Die Eisenbetonfahrbahntafel wird von Eisenbetonlängs- und -querträgern getragen, die auch nach der Bauart Melan bewehrt sind. Die aus der Eisenbewehrung der Querträger herauswachsenden eisernen Konsole kragen 6 m weit aus und tragen ebenso wie bei dem großen Stromüberbau Fußweg und Straßenbahngleis.

Der Strompfeiler soll im Druckluftverfahren, alle anderen Pfeiler und Widerlager sollen in offener Baugrube gegründet werden.

Die Kosten für die ganze Ausführung sind auf 10 543 717 R.-M. veranschlagt.

Der Baugedanke des Entwurfes „Deutschlands Strom" ist etwa der gleiche wie der des Entwurfes „Aus einem Guß". Auch hier nimmt die Überbrückung in gesteigerten Sprüngen auf dem linken Rheinufer einen Anlauf und schwingt sich dann in kühnem Bogen über den Rhein. Der Gedanke ist aber nicht so scharf wie beim Entwurf „Aus einem Guß" zu Ende gedacht. Der Anlauf endet beim Entwurf „Deutschlands Strom" erst im Rhein. Das Bauwerk kann sich deshalb nicht ganz zu der Kühnheit erheben wie beim Entwurf „Aus einem Guß".

In einem Nebenentwurf schlagen die Verfasser vor, das linksrheinische Flutgebiet und den linken Teil des Stromes neben der Hauptöffnung mit drei flachen eisernen Vollwandbogen von 85, 95 und 105 m Stützweite zu überbrücken. Ebenso soll auch die Mülheimer Werft von einem eisernen

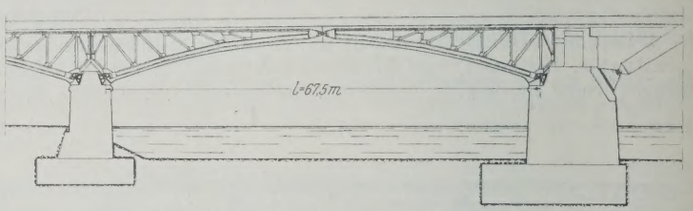


Abb. 13. Eisenbewehrung der Betongewölbe.

Vollwandbogen überspannt werden. Die Kosten der Ausführung nach diesem Entwurf sind zu 11 061 655 R.-M. veranschlagt.

Das Brückenbild dieses Entwurfes (Abb. 14) ist nicht ganz so gut wie das des Hauptentwurfes. Die massive Überbrückung auf dem linken Ufer m Hauptentwurf gibt — wenn man das Bild gebrauchen darf — ein besseres Sprungbrett für den Sprung des großen Bogens über den Rhein als die eisernen Bogen des Nebenentwurfes.

5. Entwurf: „Gespannter Bogen" (Abb. 15). Verfasser: August Klönne, Dortmund, für die eisernen Überbauten, Heinrich Butzer, Dortmund und Köln, für die Unterbauten und die Architekten Stadtbaurat Hans Mertens und Paul Pott, Köln, für den künstlerischen Teil.

Auch bei diesem Entwurf wird die Hauptschiffahrtöffnung in einer größeren Weite überbrückt, als es die Ausschreibungsbedingungen fordern. Aber auch bei diesem Entwurf hat man sich nicht zu dem Entschluß durchringen können, den Rhein in einer einzigen Öffnung zu überspannen.

Der große, von Mitte zu Mitte Pfeiler 270 m weit gestützte Stromüberbau ist ein auf Kragarmen gestützter Bogenträger (Abb. 15). Die Überbauten der anderen Öffnungen haben eiserne, unter der Fahrbahn liegende, größtenteils parallelgurtige Träger. Die Stützweiten der über dem linksrheinischen Flutgebiet und über der linken Stromöffnung liegenden Überbauten betragen — von links nach rechts gezählt — 67,95 m, 76,65 m, 79,35 m und 79,80 m. Die Stützweite des die Mülheimer Werft überbrückenden Überbaues mißt 61,28 m.

Der große Stromüberbau hat zwei Hauptträger, deren Mittenabstand 26,2 m beträgt, die seitlichen Überbauten haben fünf Hauptträger, von denen die beiden äußersten vollwandig, die drei mittleren fachwerkartig ausgebildet sind. In der — von links nach rechts gezählten — ersten und dritten Flutöffnung sind in die Hauptträger Gelenke eingeschaltet.

Während die mittleren drei Hauptträger des Überbaues der kleinen Stromöffnung über dem Strompfeiler und die des Überbaues der Mülheimer Werft über dem Uferpfeiler enden, sind die beiden äußersten, doppelwandigen Hauptträger dieser Überbauten kurz vor den Pfeilern in rahmenartige Gebilde aufgelöst, die jenseits der Pfeiler 22 m in die Hauptstromöffnung vorkragen, nach oben streben und in ihren höchsten Punkten

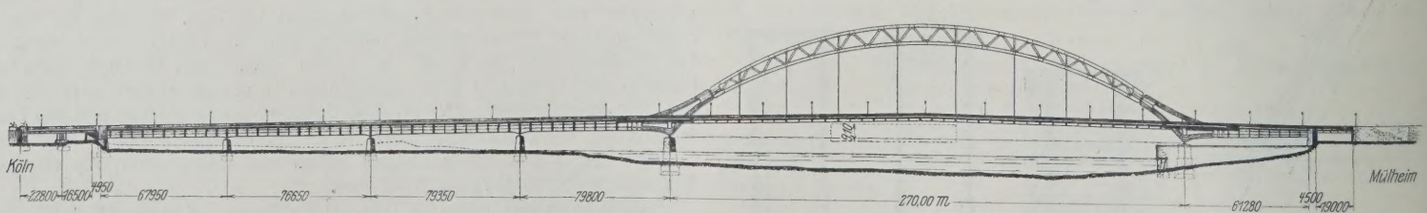


Abb. 15. Entwurf: „Gespannter Bogen". Übersicht der Brücke.

den gegliederten Bogensichelträgern des großen Überbaues als Widerlager dienen. Der wagerechte Schub der Bogenträger wird durch Zugbänder aufgenommen, die in den Seitenöffnungen an den vollwandigen Hauptträgern an den Stellen angeschlossen sind, an denen die rahmenartigen Gebilde beginnen (Abb. 16). Die Höhe des Bogens in der Brückenmitte beträgt — gemessen von der Oberkante bis zur Unterkante — 11 m. Die Unterkante erhebt sich 39 m über die Fahrbahn.

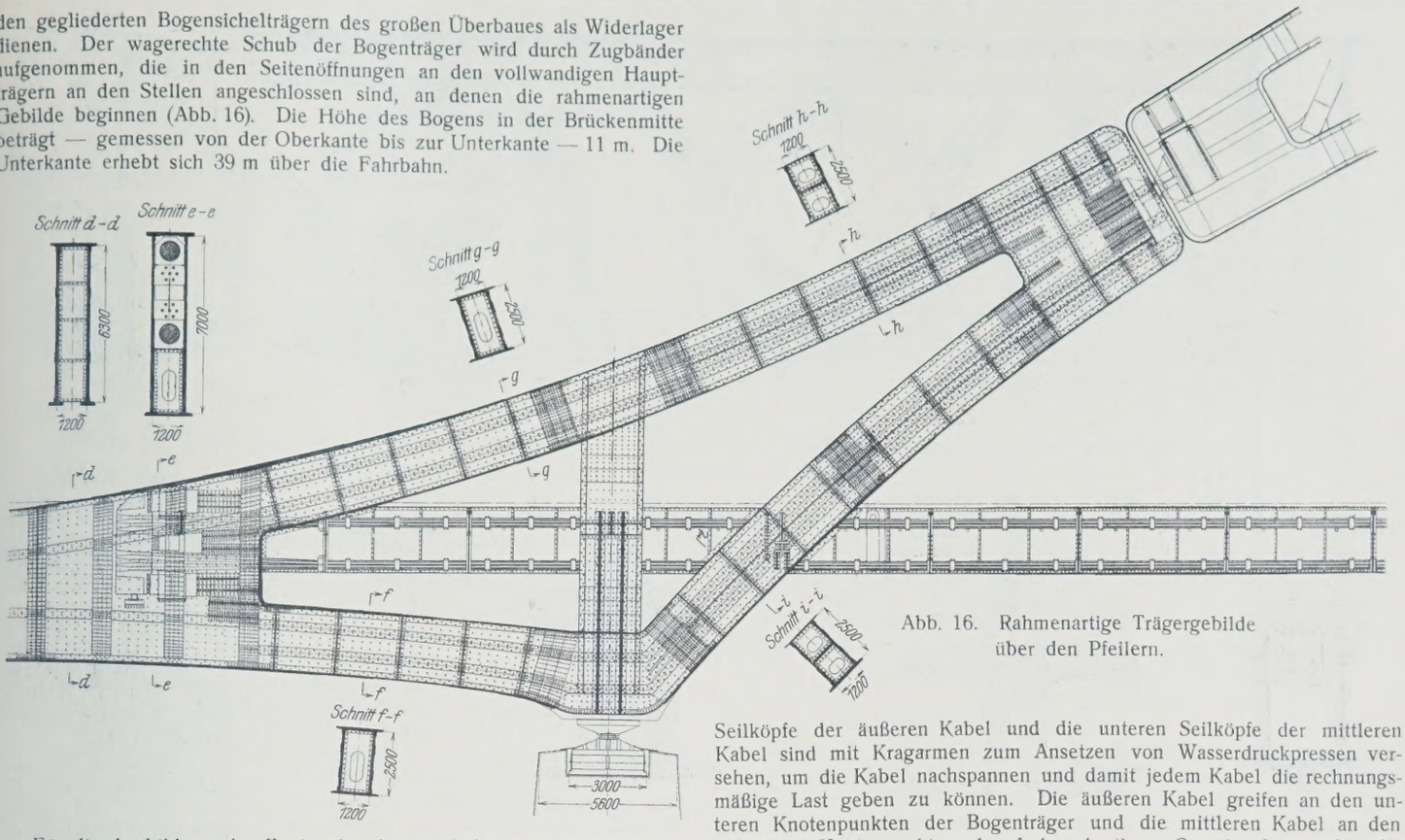


Abb. 16. Rahmenartige Trägergebilde über den Pfeilern.

Für die Ausbildung der Zugbänder, für die Aufhängung der Fahrbahn an den Bogenträgern und für die Gestaltung der Fahrbahn machen die Verfasser ganz neuartige, wohlüberlegte und sehr beachtenswerte Vorschläge.

Jedes der beiden Zugbänder soll aus zwei Kabeln gebildet werden, die mit 1,65 m Mittenabstand übereinander liegen (Abb. 16 u. 17) und aus je sieben, parallel geführten Einzellitzen bestehen. Die Litzen sind Drahtseile der bekannten patentverschlossenen Konstruktion mit einer Festigkeit von 140 kg/mm², mit einer nahe der Bruchgrenze liegenden Streckgrenze und mit einem Elastizitätsmaß $E = 1\,850\,000$ kg/cm². Die sieben Litzen jedes Kabels werden in geringen Abständen durch schmiedeiserne Schellen zusammengehalten. Wie schon erwähnt, werden die Zugbänder an den äußersten Hauptträgern der Überbauten der Seitenöffnungen angeschlossen. Zu dem Zwecke werden die sieben Litzen jedes Kabels an dem letzten Querträger vor dem Anschluß auseinandergezogen (Abb. 16) und einzeln in bekannter Weise in Vergußköpfen, die in einem großen Stahlgußkörper vereinigt sind, verankert. Dieser Stahlgußkörper ist ein Wagebalken; er gibt den Zug der Kabel in der Mitte zwischen den letzteren an einen Lagerbock ab, der seine Stützung an einem an die Hauptträgerwände angeschlossenen Längsschott findet. Oben und unten an dem Wagebalken befinden sich Ansätze, an die nach Bedarf Wasserdruckpressen angesetzt werden können. Diese finden ihr Widerlager an Stahlgußkörpern, die sich gegen Verstärkungen der Hauptträgerwandungen legen. Das Eigengewicht des Wagebalkens wird durch ein kleines Einrollenlager aufgenommen (Abb. 16). Durch die Wasserdruckpressen kann den Bogenträgern, die als Dreigelenkbogen montiert werden und deren Scheitelgelenke erst nach dem Aufbringen der gesamten ständigen Last geschlossen werden, beim Absetzen die genaue, rechnerische Entfernung ihrer Kämpfergelenke gegeben werden. Außerdem ist es möglich, auch später im Betriebe nach Bedarf die Zugbänder durch die Wasserdruckpressen nachspannen zu können. Zwischen dem Wagebalken und dem Lagerbock in der Mitte können nach Bedarf Ausgleichplatten eingelegt werden. Gegenüber einem aus Walzquerschnitten zusammengesetzten Zugband hat ein Kabelzugband den Vorteil, daß es wesentlich leichter als ersteres ist und daß es keinen Querschnittverlust durch die Nietlochabzüge aufweist.

Als Aufhängeglieder der Fahrbahn am Bogen sind ebenfalls Drahtkabel der patentverschlossenen Konstruktion gewählt worden (Abb. 17). Sie geben — besonders in der Sicht der Längsrichtung der Brücke — ein luftigeres und besseres Bild, bieten dem Winde weniger Angriffsfläche dar als die sonst üblichen, aus Steg und Winkeleisen gebildeten vollwandigen Hängestangen und erfordern im ganzen eine 1,5 m geringere Brückenbreite als die letzteren. Die Fahrbahn ist in den Ebenen der beiden Hauptträger und in der Ebene der Mittellängsachse der Brücke in je acht Punkten, im ganzen also in 24 Punkten aufgehängt (Abb. 15 u. 17). Die Kabel sind unten und oben in Seilköpfen verankert. Die oberen Seilköpfe der äußeren Kabel und die unteren Seilköpfe der mittleren Kabel sind mit Kragarmen zum Ansetzen von Wasserdruckpressen versehen, um die Kabel nachspannen und damit jedem Kabel die rechnungsmäßige Last geben zu können. Die äußeren Kabel greifen an den unteren Knotenpunkten der Bogenträger und die mittleren Kabel an den mittelsten Knotenpunkten der fachwerkartigen Querriegel an, die die beiden Bogenträger verbinden. Die Lagerung der Seilköpfe an diesen Stellen ist aus der Abb. 17 zu ersehen.

Der Fahrbahnträgerrost unterscheidet sich von der üblichen Ausbildung dadurch, daß zwei äußere, einwandige Hauptlängsträger und ein mittlerer, doppelwandiger Hauptlängsträger angeordnet sind. An diesen Hauptlängsträgern sind in Abständen von rd. 6 m die Querträger angeschlossen, deren Stützweite durch diese Aufteilung des Fahrbahnträgerrostes auf 13,65 m eingeschränkt wird. Die Querträger stützen die aus I-Trägern gebildeten Nebenlängsträger, die die Belageisen der Fahrbahntafel tragen. Die in den Ebenen der sich gegenüberliegenden Hängekabel angeordneten Querträger sind doppelwandig, die anderen einwandig. Der Längsabstand der Hängekabel beträgt 24,6 bis 30,75 m. Die äußeren Hängekabel greifen unten zwischen den Wandungen der doppelwandigen Querträger und die mittleren Hängekabel zwischen den Wandungen der mittleren doppelwandigen Hauptlängsträger an der Fahrbahn an. Die Lagerung der Seilköpfe an diesen Stellen ist aus der Abb. 17 zu ersehen. Um für das Auge einen guten Übergang zwischen den verhältnismäßig schwachen Hängekabeln und den großen Formen des Bogens und der Fahrbahn zu bilden, sind an den Übergangstellen düsenförmige Körper aus Gußeisen angeordnet.

Zwischen der Fahrbahn des Bogens und der Fahrbahn der Seitenöffnungen sind beiderseits kurz vor der Durchdringung der rahmenartigen Hauptträgergebilde über den Pfeilern Dehnungsfugen angeordnet. An diesen Stellen sind die äußeren Hauptlängsträger an Kragarmen, die an den äußeren rahmenartigen Hauptträgergebilden angeschlossen sind, und die mittleren Hauptlängsträger an auskragenden Teilen des mittelsten Hauptträgers der beiden Seitenöffnungen mit Hängependeln längsbeweglich aufgehängt. Die Längskräfte der Fahrbahn werden nur an den mittleren Hauptlängsträgern übergeleitet, und zwar durch beiderseitig wirkende Flüssigkeitsbremsen, die allmählich eintretenden Formänderungen z. B. durch Wärmeänderung keinen Widerstand entgegensetzen, dagegen bei schnell einsetzenden Belastungen durch Wind oder Bremskräfte wirken.

Die Bogen sind durch einen in der Fläche ihrer Oberkanten liegenden Windverband miteinander verbunden, der bis auf die Kämpfergelenke hinabgeführt ist. Die unteren Gurtungen der Bogen sind durch die in den Querebenen der Hängekabel liegenden Querrahmen an den oberen Verband angeschlossen (Abb. 17). Die Auflagerkräfte dieses Verbandes an den Kämpferpunkten werden durch zwei in den Mittelebenen der beiden Schenkel der rahmenartigen Hauptträgergebilde liegende Zweigelenkhalbportale zu den Lagern auf den Pfeilern geleitet. Der Fahrbahnwindverband liegt zwischen den unteren Zugbandkabeln und den Wasserrohren. Die außen liegenden Hauptlängsträger bilden die Gurtungen dieses Verbandes. An den beiderseitigen Dehnungsfugen ist der Fahrbahnwindverband längsbeweglich mit schnabelförmigen Knotenblechen gelagert

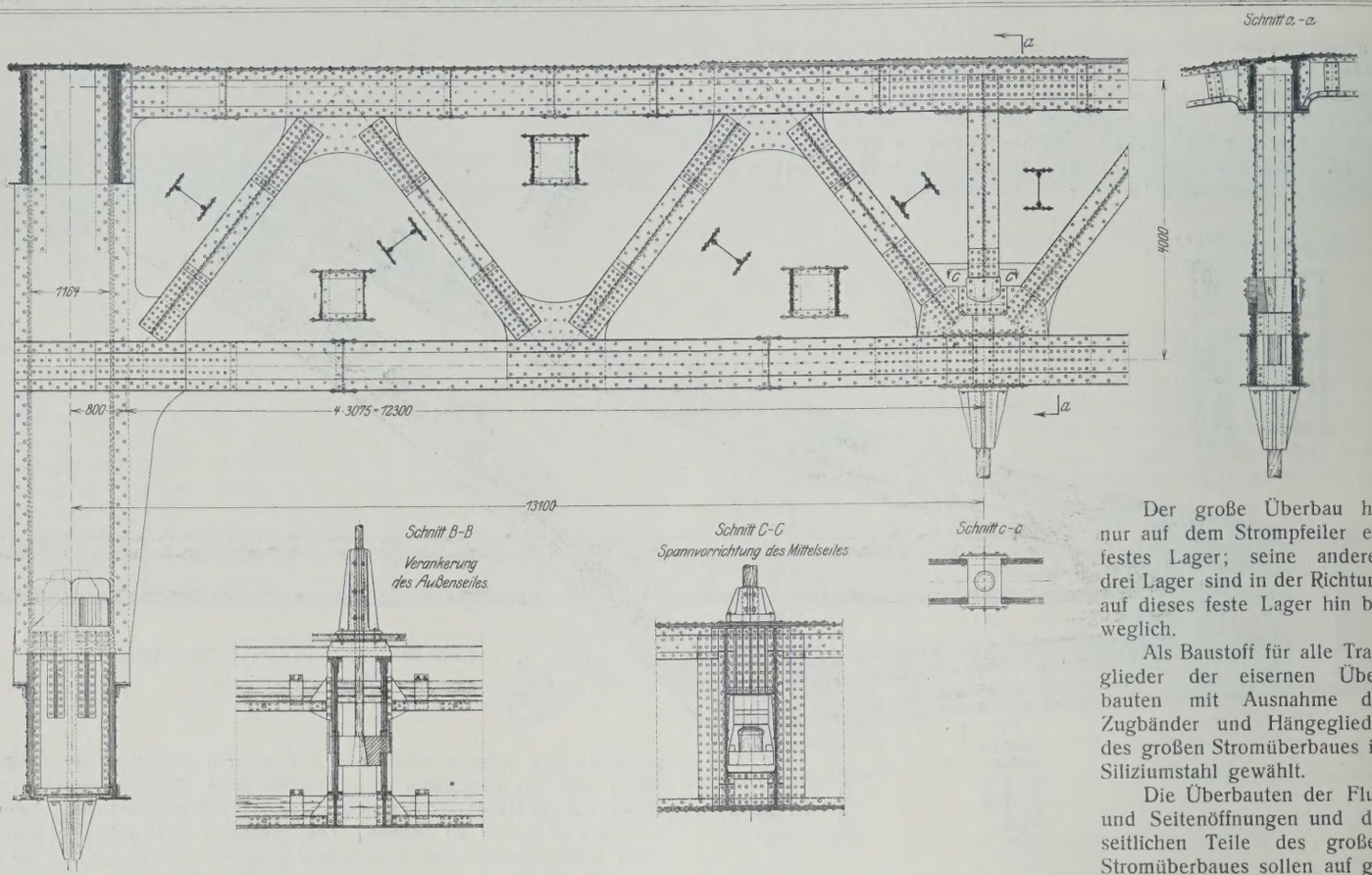
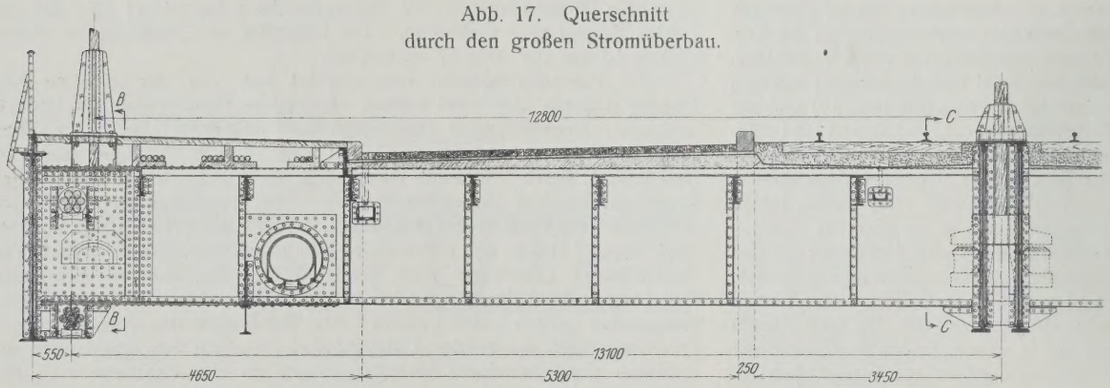


Abb. 17. Querschnitt durch den großen Stromüberbau.



Die größte Durchbiegung des großen Stromüberbaues beträgt trotz des weichen Zugbandgliedes nur 20 cm unter dem Einfluß der Verkehrslast. Dieser günstige Umstand kann entweder unter Beibehaltung der größten zulässigen Steigung der Straße der Bauhöhe oder unter Beibehaltung einer Bauhöhe von 2,9 m der Steigung der Straße zugute kommen.

Der große Überbau hat nur auf dem Strompfeiler ein festes Lager; seine anderen drei Lager sind in der Richtung auf dieses feste Lager hin beweglich.

Als Baustoff für alle Traglieder der eisernen Überbauten mit Ausnahme der Zugbänder und Hängeglieder des großen Stromüberbaues ist Siliziumstahl gewählt.

Die Überbauten der Flut- und Seitenöffnungen und die seitlichen Teile des großen Stromüberbaues sollen auf gerammten Rüstungen und der Mittelteil des letzteren auf einem eingeschwommenen Rüstträger zusammengebaut werden.

Der Strompfeiler und der rechte Uferpfeiler sollen im Druckluftverfahren, die anderen Pfeiler und Widerlager in offener Baugrube gegründet werden.

Die Kosten des ganzen Bauwerks sind zu 10 722 986 R.-M. veranschlagt.

Die Verfasser geben im vorliegenden Falle der Bogenbrücke vor dem Balkenträger und der Hängebrücke entschieden den Vorzug, dem ersteren, weil er mit seiner unmittelbar an die Häuser in Mülheim herantretenden Masse das Stadtbild erdrückt, der letzteren, weil sie nur in freier und symmetrischer Lage im Strom ihr an und für sich sehr schönes Bild voll entfalten kann, die Bedingungen hierfür aber an der Brückenbaustelle nicht vorhanden sind.

(Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Stollen für Wasserkraftanlagen.[1])

I. Allgemeines.

Für die Ableitung von Wasser verwendet man Stollen meistens dann, wenn der Wasserspiegel sehr tief unter das Gelände zu liegen käme, aber auch noch, wenn das Gelände sehr steil ist, wenn die Gefahr von Rutschungen der äußeren Geländeschichten besteht, und schließlich, wenn die Eisbildung nicht vermieden werden kann.

Man unterscheidet Freispiegelstollen und Druckstollen. Bei den letzteren ist man vom Längsgefälle der Sohle unabhängig, und außerdem kann innerhalb gewisser Grenzen erforderlichenfalls eine größere Wasserführung zugelassen werden, wenn die Anlage als solche vergrößert werden sollte. Druckstollen bieten aber noch den weiteren Vorteil, daß man das ganze Gefälle ausnutzen kann, wenn die Wassermassen in einem künstlichen Seebecken durch Anlage einer Talsperre aufgespeichert sind.

Ein Vergleich zwischen einem zugedeckten Kanal und einem Druckstollen ergibt sich bei der Anlage Loch-Leven in Schottland, wo man es vorzog, einen gedeckten Kanal anzulegen. Wäre bei dieser Anlage an Stelle des Kanals ein Druckstollen gebaut worden, dann hätte man rd. 15 m Gefälle gewinnen können. Wenn auch die Anlagekosten des Stollens um fast 100 % höher waren als die Kosten für den Kanalbau, so hätte man mit dem Druckstollen eine jährliche Mehrleistung von 900 PS oder von 5 Mill. kWh bei 8500 Betriebsstunden erzielt, so daß die größeren Anlagekosten weit gedeckt worden wären, ohne Berücksichtigung der Unterhaltungskosten für den Kanal, die das Ergebnis noch mehr zugunsten des Druckstollens verbessern. Man sieht daraus, daß es sehr notwendig ist, von Anfang an genaue Vergleichsrechnungen und eingehende Kalkulationen durchzuführen, um solchen Mißgriffen, die mit großen finanziellen Verlusten verbunden sind, zu entgehen.

II. Abmessungen.

Die Querschnittabmessung eines Stollens ist eine Funktion der Wasserführung und der Geschwindigkeit. Diese ist im Druckstollen am größten. In den bereits in Betrieb befindlichen Anlagen schwankt die

[1]) In der italienischen Zeitschrift „Ingegneria“, Nr. 7 von 1925, findet sich eine umfangreiche Abhandlung über diesen Gegenstand von Gino Veronese, der wir nachstehenden Auszug entnehmen.

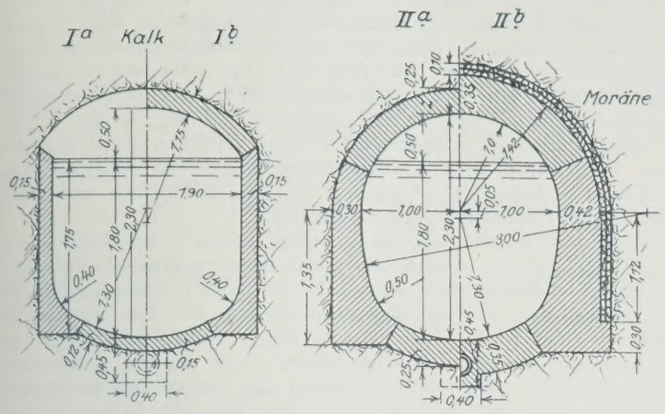


Abb. 1. Stollenquerschnitt der Wasserkraftanlage Chippis a. d. Navisauce.

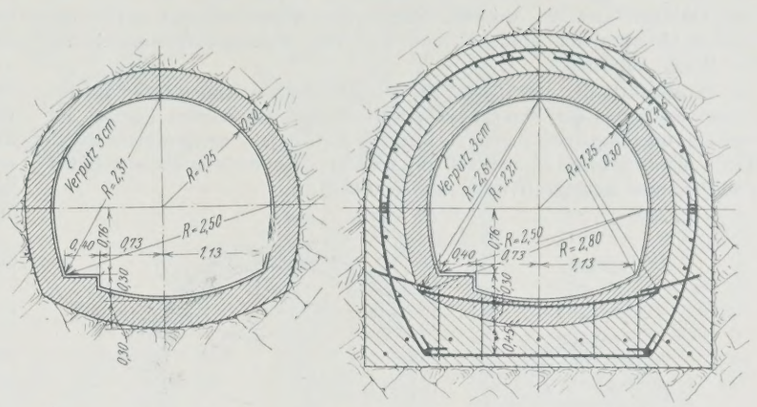


Abb. 3. Stollenquerschnitt des Löntschkraftwerkes.

Wassergeschwindigkeit im allgemeinen zwischen 2 und 2,5 m/Sek., wenn auch Anlagen mit größerer Geschwindigkeit bekannt sind, wie z. B. die Wasserkraftanlage an der Urft, wo im Stollen eine Geschwindigkeit von 2,75 m/Sek. auftritt, und die Wasserkraftanlage Dernière an der Orb, wo die Geschwindigkeit sogar 3,5 m/Sek. bei einer Wasserführung von 20 m³/Sek. beträgt. Man darf jedoch annehmen, daß die Verkleidung des Stollens, die meist aus Beton besteht, bei genügend reinem Wasser, ohne irgendwelche Gefahr, Geschwindigkeiten von 4 bis 5 m/Sek. verträgt. Den hohen Geschwindigkeitswerten stehen jedoch Forderungen der Wirtschaftlichkeit und Sicherheit gegenüber, so daß nach einem Ausgleich getrachtet werden muß. Besonders bei großen Schwankungen in der vom Quadrate der Geschwindigkeitsänderung abhängigen Wasserführung, die bei kleiner Wasserführung und großem Gefälle größer sind als bei Anlagen mit großer Wasserführung und kleinen oder mittleren Gefällen, muß der zweite Faktor besonders berücksichtigt werden.

Soweit es sich um untere Grenzwerte der Stollenabmessungen handelt, hängen diese nicht von der Wasserführung, sondern von praktischen Gesichtspunkten ab. Das Arbeiten mit dem Bohrgerät sowie der Transport des Abbruchmaterials erfordern eine Mindestbreite von 1,20 bis 1,40 m. Die Höhe dagegen soll mindestens so sein, daß die Arbeiter ihre Tätigkeit stehend verrichten können, was eine Mindesthöhe von 1,80 m bedingt. Unter diese Werte herunterzugehen, bringt nicht nur keine Ersparnis, sondern erhöhte Kosten.

Querschnittformen nach Abb. 1, die den Stollen der Wasserkraftanlage Chippis in Wallis mit 3,6 m² Fläche und 6 m³/Sek. Wasserführung darstellt, werden heute nur mehr für kleinere Abmessungen gewählt, während man früher solche Formen auch für größere Wasserführung empfahl (vergl. Stollen der Wasserkraftanlage Refrain im Doubs, Abb. 2). Diese Querschnittform darf jedoch nur in Freispiegelstollen angewendet werden und im festen Gebirge, wo man keine Verkleidung des Stollenscheitels anzubringen braucht.

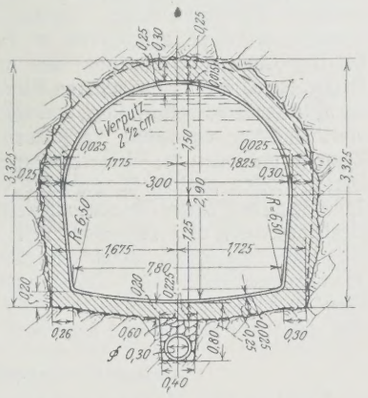


Abb. 2. Stollenquerschnitt der Wasserkraftanlage Refrain im Doubs.

Bei den neueren Anlagen zieht man dagegen runde Querschnittformen vor, die in der Ausführung nur wenig teurer zu stehen kommen als die anderen Formen. Bei gleichem Querschnitt haben sie einen geringeren benetzten Umfang und einen besseren hydraulischen Wirkungsgrad. Sie stellen zudem statisch die beste Lösung dar.

Ist man gezwungen, einen Querschnitt nach Abb. 1 auszuführen, dann müssen die Ecken gut ausgerundet werden, zwar nicht deshalb, weil sie irgend einen Einfluß auf die Abflußverhältnisse haben, sondern weil sie zur Zeit geringer Wasserführung Ursache von Sand- und Schlammablagerungen sein können.

Die Anlage eines erhöhten Gehweges auf der einen oder anderen Seite, wie einer beispielsweise beim Stollen des Löntschkraftwerkes (Abb. 3) zu Besichtigungszwecken ausgeführt wurde, hat wenig Sinn, da die Kosten nur erhöht werden und der hydraulische Wirkungsgrad des Querschnitts verringert wird. Ist die Stollenhöhe zudem auch noch gering, dann ist ein Verkehr nur in gebückter Stellung möglich, wobei überdies die Ausführung erschwert wird.

III. Bau und Vortrieb von Stollen und Schächten.

Der Bau von Stollen für Wasserkraftanlagen bietet keine Besonderheiten, und auch betreffs des Vortriebes mit Voll- oder Teilausbruch mit nachfolgendem Vollausbruch darf auf den Bau gewöhnlicher Stollen und die unten angeführten Beispiele ausgeführter Anlagen verwiesen werden.

Hinsichtlich des Vortriebes von Stollen seien einige Zahlen über den Tagesfortschritt bei 24stündiger Arbeitszeit angeführt:

Bohren von Hand 1,20 m im mittelharten Gestein
„ „ „ 0,50 m „ harten „
Maschinelles Bohren 2 bis 5 m.

Bei Gneis und Granit sinken die Tagesleistungen jedoch bedeutend herab, so wurde beim Bau des Schnalsbachstollens im Gneis nur ein Tagesfortschritt von 0,25 m erzielt.[2])

Auch auf das Abteufen von Schächten zur Schaffung von Angriffstellen für den Stollenvortrieb, wie das beispielsweise beim Bau des Stollens für die Wasserkraftanlage Kander bei Spiez ausgeführt wurde, braucht hier nicht eingegangen zu werden, weil sich keine neuen Gesichtspunkte gegenüber den gewöhnlichen Schachtbauten ergeben. Höchstens daß solche Schächte mitunter integrierende Bestandteile einer Anlage werden, wie beispielsweise bei den Anlagen Schnalstal, Biaschina und Catshill (vergl. Beispiele ausgeführter Anlagen).

IV. Stollenauskleidung.

Die Querschnittform steht immer im engsten Zusammenhang mit der Beschaffenheit und den Abmessungen der Stollenauskleidung, die meist auch noch den Zweck hat, die Sicherheit des Stollens gegen äußere Drücke zu vergrößern.

Es ist klar, daß diese Sicherheit am größten ist und mit einem Mindestaufwand von Material erreicht wird, wenn die Stollenauskleidung dem Verlauf des Kräftepolygons der äußeren Drücke folgt. Da die Bestimmung dieser Kräfte nur schwer genau durchzuführen ist, darf mit den Abmessungen nicht gespart werden, besonders dann nicht, wenn es sich um größere äußere Drücke handelt, die ihre größte Wirkung dann haben, wenn der Stollen leer ist.

Die Stollenauskleidung hat aber nicht nur den Zweck, die Sicherheit und Standfestigkeit des Stollens zu gewährleisten, sondern sie soll auch die Undurchlässigkeit herstellen und die Rauhigkeit herabmindern. Aus letzterem Grunde werden Stollenauskleidungen auch bei Freispiegelstollen verwendet, wie dies beispielsweise bei dem Stollen der Wasserkraftanlage Biaschina (Abb. 4) der Fall ist, wo durch den Beton nur der durch das

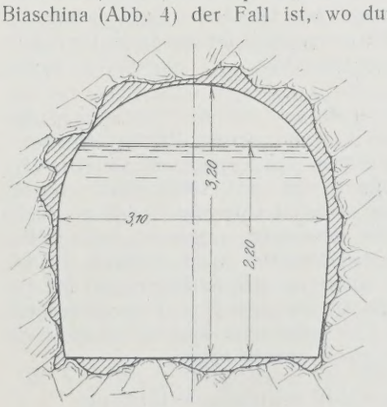


Abb. 4. Stollen der Wasserkraftanlage Biaschina.

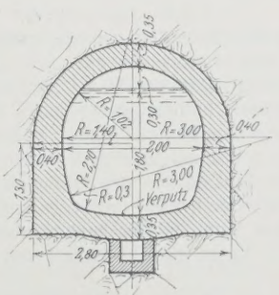


Abb. 6. Stollen der Wasserkraftanlage Burglauenen.

[2]) Vergl. hierzu Randzio, „Die Bautechnik" 1923, Heft 39, S. 398.

Sprengen erzeugte Mehrausbruch ausgefüllt worden ist. Bei Auftreten von klüftigem Gestein, wo die Gefahr des Wasserverlustes selbst bei kleinen Drücken sehr groß ist, muß man eine wasserdichte Auskleidung der Wände anwenden.

Hinsichtlich der Rauhigkeit sei auf die Anlage Kubel (Abb. 5) verwiesen, wo sich der Rauhigkeitsbeiwert in der Kutterschen Formel auf Grund von Flügelmessungen zu 0,20 bis 0,26 ergab, entsprechend einer Tiefe, die zwischen 1,35 und 0,40 m schwankte. Bei kleinen Wasserständen erreichte man Rauhigkeitswerte bis zu 0,40.

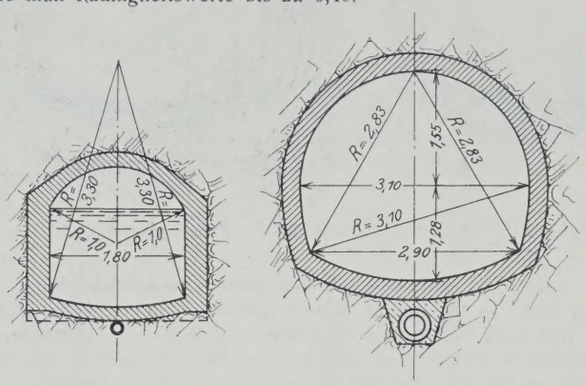


Abb. 5. Wasserkraftanlage Kubel, St. Gallen.

Das beste Material für die Stollenauskleidung ist zweifelsohne Beton, der zwischen der Schalung und dem gereinigten Gestein, das verschiedentlich auch mit Zementmilch bestrichen wird, einzubringen ist. Die Reihenfolge der Betonierung ist meist: Seitliche Wandungen, Scheitel und zum Schluß Sohle. Bei kurzen Stollenlängen wird die Schalung von hölzernen Balken getragen, bei längeren Strecken verwendet man dagegen meist eiserne Träger, die auch dann von Vorteil sind, wenn der zur Verfügung stehende Raum beschränkt ist. Auch geht das Aufstellen und Abbauen der Gerüste bei Verwendung von Eisen leichter vonstatten als bei Holz, und zudem kann das Material anderweitig wieder verwendet werden. Der noch nicht abgebundene Beton muß sorgfältig vor Auswaschung geschützt werden, weshalb Quellen und Wasseradern mittels Rohre gefaßt oder zur Sohle abgeleitet werden, wo sich meist ein Sammelrohr oder Kanal befindet (Abb. 2 u. 5). Das Wesentlichste ist die Herstellung eines innigen Verbandes zwischen Beton und Fels, da es sonst zu Rissebildungen kommt, die sich im Druckstollen durch ständigen Wasserverlust bemerkbar machen. Das Einbringen des Betons gestaltet sich besonders im Stollenscheitel sehr schwierig, da diese Arbeit hier im wagerechten Sinne ausgeführt werden muß. Selbst mit sehr geschickten Arbeitern fallen diese Arbeiten, infolge der Schwierigkeit in der Herstellung des innigen Zusammenhanges zwischen Ausbruchschale und Beton, meist ungenügend aus. Bei der Wasserkraftanlage Albula, wo diese Arbeiten sehr sorgfältig ausgeführt worden waren, wurde nach Abbruch eines Teiles der Gewölbeverkleidung festgestellt, daß zwischen der äußeren Oberfläche der Betonschale und dem gesunden Fels über die ganze Ausdehnung hin ein Zwischenraum von 1 cm vorhanden war. Diesem Übelstande wurde durch Einpressung von flüssigem Zement abgeholfen.

Bei den ersten ausgeführten Anlagen glaubte man auf den innigen Zusammenhang von Fels und Beton keine besondere Sorgfalt legen zu müssen, ja, man stellte sogar zum Abfluß des Sickerwassers zwischen der Betonschale und dem Ausbruchquerschnitt meist Trockenmauerwerk her. Als beachtenswertes Beispiel sei der Engelsbergstollen bei Luzern angeführt, der für 8 m Druck geplant war und in Fels zwischen Moränenschichten erbaut worden ist. Infolge des fehlenden Zusammenhanges zeigten sich sehr bald Risse und Wasserverluste. Infolge dieser Umstände mußte der Betrieb mit einem geringeren Druck, als vorgesehen, durchgeführt werden.

Um den konstruktiven Schwierigkeiten bei der Ausführung der Scheitelgewölbe zu begegnen, hat man mit bestem Erfolg Kunststeinblöcke verwendet, so z. B. beim Stollen der Simme und von Brasilly, welch letzterer 9 m² Querschnittfläche hat und 1900 erbaut wurde. Dieser Stollen wurde einer Prüfung dadurch unterzogen, daß er durch mehrere Monate einem bedeutenden Innendruck ausgesetzt wurde. Bei der Besichtigung des Stollens wurden keinerlei Risse gefunden. Auch in dem Stollen der Möhnetalsperre wurde dieselbe Ausführungsart für das Scheitelgewölbe mit sehr gutem Erfolge durchgeführt. Man verwendete aus Beton im Mischungsverhältnis 1:6 hergestellte Kunststeine, die nach 22 Tagen eine Festigkeit von 134 kg/cm² erreicht hatten.

Wasserundurchlässigkeit der Stollenauskleidung.

Gewöhnlicher Beton im Mischungsverhältnis 1:6 bis 1:10 mit Kieseinlagen bis 60 mm Korngröße besitzt nicht genügende Wasserundurchlässigkeit, weil er bei den gewöhnlichen Abmessungen von 0,20 bis 0,40 m ziemlich bedeutenden Beanspruchungen ausgesetzt ist. Auf Grund der verschiedentlich gemachten Erfahrungen ist es unerläßlich, einen wasserdichten Putz aufzubringen. Bevor man jedoch derartige Arbeiten ausführt, ist es ratsam, verschiedene Versuche mit Putz oder undurchlässigen Präparaten anzustellen, um vor Wasserverlusten, die sich erst nach Inbetriebnahme des Stollens herausstellen, sicher zu sein. Ist das Wasser trübe oder verunreinigt, so können die Verluste vermindert bezw. begrenzt werden. So gelang es beim Löntschkraftwerk, durch Sägespäne, die dem Wasser beim Stolleneinlauf beigemengt wurden, nachträglich sehr rasch die gewünschte Undurchlässigkeit zu erzielen.

Eine bemerkenswerte Ausführung ist der Stollen zu Raabklamm, der keine Auskleidung hat, sondern nur einen sauber geglätteten Putz von 2,5 cm Stärke im Mischungsverhältnis 1:3. Bei dieser Stollenanlage durfte von der Auskleidung deshalb abgesehen werden, weil das durchquerte Gestein sehr hart ist und der höchste Druck nur 2,5 m beträgt. Im Entwurf war nur Ausbruch allein vorgesehen, ohne jegliche Verkleidung und Putz. Nach dem ersten Füllen bemerkte man jedoch, daß das Wasser durch kleine Risse und Spalten verschwand und daß ferner einzelne Gesteinspartien, die durch das Wasser ausgelaugt worden waren, das Bestreben zeigten, sich in Bewegung zu setzen. Um dies zu vermeiden, wurde der ganze Stollen genau besichtigt, die nicht kompakten Stellen sowie die Vorsprünge abgetragen, um die Anbringung des Putzes nach vorheriger gründlicher Reinigung durch Wasserstrahlen möglich zu machen. Da der Zweck im vollen Umfange erreicht wurde, kann diese äußerst wirtschaftliche Lösung für Innendrücke bis 8 und 9 m und für sehr widerstandsfähiges Gestein empfohlen werden.

Nicht weniger gefahrvoll ist für die Stollenauskleidung der äußere Wasserdruck, der sich dann einstellt, wenn seine Piezometerlinie über jener des inneren Wasserdruckes liegt, oder wenn der Stollen entleert wird, oder wenn aus irgend einem Betriebsgrunde der Stollen ohne den vorgesehenen Druck bleibt.

Die beste Lösung zur Verhütung des dauernden Wasserstromes entlang der äußeren Leibung der Stollenauskleidung sind Einpressungen von flüssigem Zement, die das ganze Trockenmauerwerk, falls ein solches besteht, in einen festen und widerstandsfähigen Beton verwandeln. Auf Grund der Besichtigung des Albulastollens ergibt sich, daß diese Zementeinpressungen auch die Spalten und Risse im Fels auf einige Meter ausfüllen und somit wasserundurchlässig machen. Diese Art der Bauausführung ist allerdings sehr teuer, weshalb man sie nur dann zur Anwendung bringt, wenn sie unerläßlich wird. Bevor diese Einpressungen vorgenommen werden, müssen die beim Vertrieb unumgänglichen Sickerkanäle und Rohre geschlossen werden.

Schließlich sei daran erinnert, daß man, im Falle der Stollen durch weniger widerstandsfähiges Gestein geführt werden muß, mit größter Vorsicht zu Werke gehen muß, da es sehr leicht vorkommen kann, daß bei Explosionen das Gelände stark erschüttert und damit der Abfluß des Bergwassers gegen den äußeren Abhang hin unterstützt wird, der, wenn er nicht gut entwässert und drainiert ist, leicht Grund für das Gleiten von Schichten sein kann. Aus diesem Grunde wurde das Einpressen von Zement im Stollen der Wasserkraftanlage Burglauenen (Abb. 6) angewendet. Dieser Stollen hat ein Längsgefälle von 2,5 ‰, eine Wasserführung von 7 m³/Sek. bei einer Geschwindigkeit von 2,15 m³/Sek. Er führt durch Gesteinszonen, die nirgends widerstandsfähig sind. Man schuf daher eine starke Mauer, die durch eine Schicht geteerten Kartons, hinter denen Trockenmauerwerk steht, wasserundurchlässig gemacht wurde. Von der Gewölbeverkleidung führen die Rohre für das Sickerwasser weg, die in den unter der Stollensohle liegenden Abflußkanal mündeten.

Beispiele ausgeführter Anlagen.

A. Stollen der Wasserkraftanlage Refrain im Doubs (Abb. 7).

Der Einlauf in den Stollen geschieht durch vier Öffnungen von 4 m l. W. und 2,85 m Höhe, die durch 1,613 m starke Pfeiler getrennt sind. Nach etwa 20 m ist der Übergang in das normale Stollenprofil (Abb. 2), das ein Längsgefälle von 1 ‰ aufweist, vollzogen.

Unterstellt man eine Rauhigkeitszahl von $n = 0{,}34$ (Kuttersche Formel), dann ergibt sich die Wassermenge zu $Q = 15{,}35$ m³/Sek., während sich nach Inbetriebnahme des Stollens eine Wasserführung zwischen 18 und 19 m³/Sek. herausstellte. Mit anderen Worten, die tatsächliche Wasserführung war um 20 % größer als die in Rechnung gesetzte. Die Rauhigkeitszahl muß nun, um denselben theoretischen Wert zu bekommen, zu 0,20 festgesetzt werden. Diese Annahme war mit Rücksicht auf die saubere Ausführung des Glattstriches einerseits und die Unmöglichkeit von Ablagerungen und Inkrustationen (infolge der Geschwindigkeit von 2 m/Sek.) anderseits zutreffend.

Um bessere Aufschlußmöglichkeiten zu erhalten, wurde zunächst ein Fensterstollen angelegt. Mit Beginn der eigentlichen Bauarbeiten wurde dann ein weiterer Stollen in Angriff genommen, womit nunmehr sechs Vortriebstollen geschaffen waren. Der Fensterstollen bot noch einen weiteren Vorteil durch die erleichterte Wasserabfuhr während des Baues. Während beim ersten Stollen der Vortrieb von Hand bezw. mittels

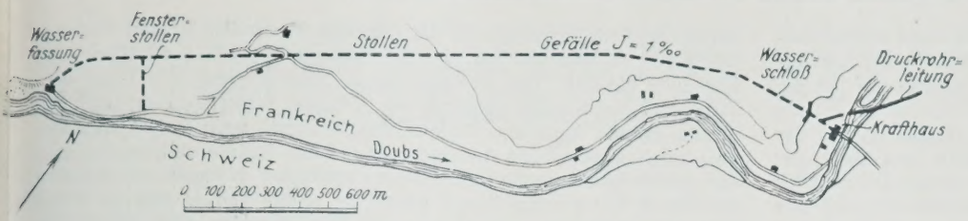


Abb. 7. Lageplan der Wasserkraftanlage Refrain im Doubs.

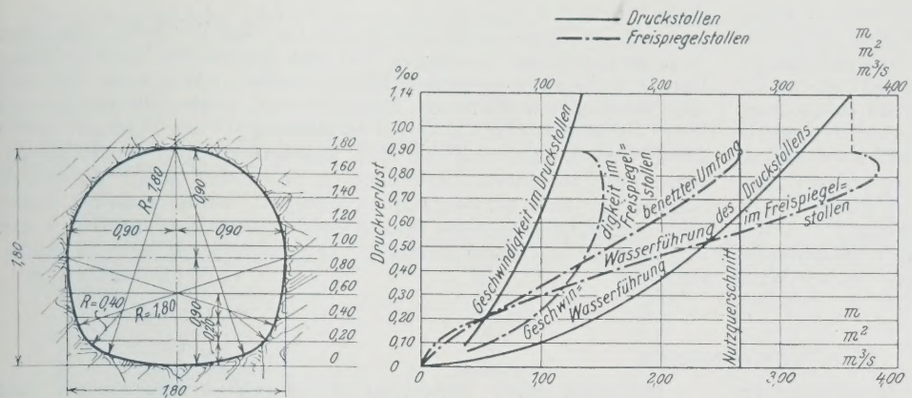


Abb. 9.

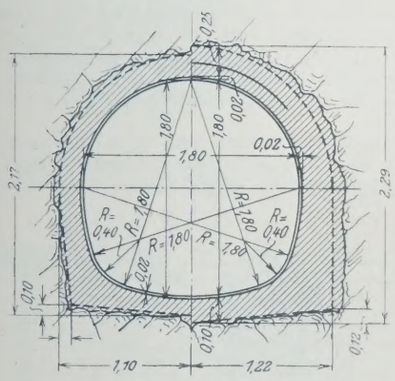


Abb. 8. Stollen der Wasserkraftanlage Chur.

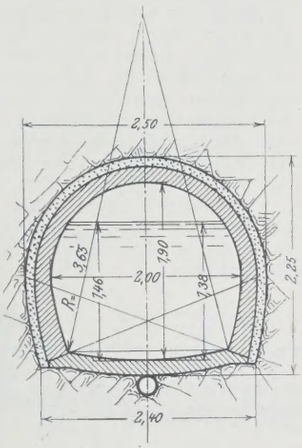


Abb. 10. Stollen der Wasserkraftanlage Albula.

elektrischer Kraft geschah, verwendete man für die Vortriebarbeiten des zweiten Stollens Preßlufthämmer. Die Stollenarbeiten, die am 1. Oktober 1907 begonnen wurden, gelangten am 15. April 1909 zum Abschluß, wobei die Tagesleistung durchschnittlich 1,50 m betrug. Das Stollenprofil ist durchweg mit Beton im Mischungsverhältnis 1 : 9 verkleidet; die Dicke der Verkleidung schwankt zwischen 0,25 und 0,35 m. Um einen möglichst innigen Zusammenhang der Betonschale mit dem Fels zu erreichen, wurden hauptsächlich hinter das Gewölbe Zementeinpressungen gebracht.

B. Stollen für die Wasserkraftanlage der Stadt Chur.

Die Ausbruchfläche des 2470 m langen Stollens, dessen Querschnitt in Abb. 8 dargestellt ist, beträgt 4 m², der nutzbare Querschnitt hat 2,70 m² Fläche. Mit dem Längsgefälle von 1,14 ‰ ergibt sich eine Wasserführung von 3,80 m³/Sek. für den Freispiegelstollen und von 3,60 m³/Sek. für den Druckstollen (Abb. 9).

Die Verkleidung des Stollens weist eine geringste Stärke von 18 cm auf. Zur Erreichung eines guten Zusammenhanges zwischen Fels und der Betonschale wurden auf die ganze Länge Zementeinpressungen mit 2,5 at Druck ausgeführt. An den Stellen, an denen die durchquerten Schichten Moränencharakter aufwiesen, gelangte ein verstärktes Profil zur Ausführung, das in Abb. 8 rechts dargestellt ist.

Für den Stollenvortrieb, der mit Druckluftthämmern ausgeführt wurde, schaffte man durch drei Fensterstollen im ganzen acht Angriffstellen. Mit einem Tagesfortschritt von 2,50 bis 3,50 m konnten die Arbeiten, die im Februar 1913 begonnen wurden, im März des darauffolgenden Jahres zu Ende geführt werden. Zunächst wurden die Seitenwände betoniert, dann das Scheitelgewölbe, und zum Schluß wurde die Sohle eingezogen, um das Druckwasser während des Baues leicht abführen zu können.

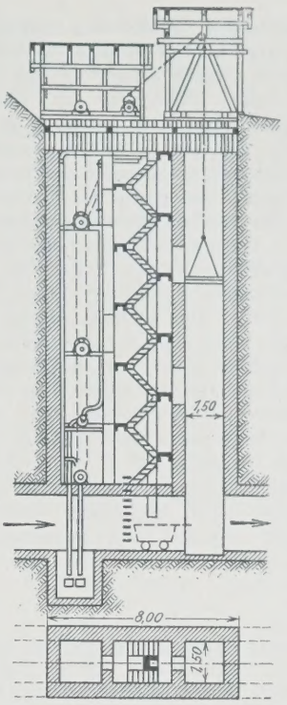


Abb. 11. Wasserkraftanlage Kander. Schachtanlage für Stollenvortrieb.

C. Stollen für die Wasserkraftanlage Albula (Abb. 10).

Der Stollen für diese Wasserkraftanlage, die in den Jahren 1908 bis 1910 erbaut wurde, hat eine Länge von 1377 m. Mit dem Längsgefälle von 0,80 ‰ und einem nutzbaren Querschnitt von 7 m² ergibt sich eine Wasserführung von 15 m³/Sek. Der parallel den Berghängen geführte Stollen liegt im Kalkgestein verschiedenster Beschaffenheit, wie Dolomit, Kieselkalk usw. Teilausbruch mit darauffolgendem Vollausbruch wurde nur im wenig tragfähigen Fels durchgeführt, während im gesunden und widerstandsfähigen Fels der Vollausbruch sich als die wirtschaftlichere Lösung herausstellte. Durch acht Fensterstollen wurden 18 Angriffstellen geschaffen. Das zufließende Wasser wurde durch ein Rohr von 30 cm l. W. abgeführt, wo es sehr reichlich auftrat, und durch ein solches von 10 cm l. W., wo der Andrang des Wassers nicht so stark war.

Vor Ausführung der Stollenverkleidung wurde der gesunde Fels gereinigt und mit Zementmörtel im Mischungsverhältnis 1 : 5 verputzt, womit man sehr gute Ergebnisse erzielte. Im schiefrigen Gestein beträgt die Betonstärke 0,25 m, in widerstandsfähigeren Teilen 0,15 m. Der Innenputz wurde in 2 mm Stärke im Mischungsverhältnis 1 : 1 hergestellt und dann sorgfältig geglättet. Um einen möglichst vollkommenen Zusammenhang zwischen Fels und Stollenauskleidung zu erreichen, wurden die gebräuchlichen Zementeinpressungen ausgeführt.

Bei dem Ausbruch dieses Stollens war nur eine Schwierigkeit zu überwinden, und zwar gerade an der Stelle, an der die Arbeiten infolge der etwa 60 m entfernten Räticonbahn mit größter Sorgfalt ausgeführt werden mußten. Man stieß auf eine Quelle von 50 Sekundenlitern. Die Wassermenge sank jedoch sehr bald auf die Hälfte. Da man jedoch unbedingt im Trockenen arbeiten mußte, blieb nichts anderes übrig, als eine entsprechende Drainage durchzuführen, um so mehr als hier das Gebirge sehr stark zerklüftet war und Spalten von 1 bis 1,50 m Breite aufwies. Da ein Vollausbruch an dieser Stelle unmöglich war, wurde zunächst ein Versuchstollen von 0,90 · 1,10 m Ausmaß vorgetrieben, worauf der Vollausbruch durchgeführt wurde. Die Stärke der Betonverkleidung wurde in dieser Strecke auf 70 cm vergrößert. Außerdem wurde noch eine Eisenbewehrung vorgesehen.

D. Stollen der Wasserkraftanlage Kander bei Spiez.

Im Gegensatze zu den bisher erwähnten Stollenbauten wurden bei dieser Anlage Schächte abgeteuft, um eine größere Anzahl von Angriffstellen zu schaffen. An den 2592 m langen Freispiegelstollen schließt sich ein Druckstollen von 4,53 m² Querschnitt und einer größten Wasserführung von 6 m³/Sek.

Der abgeteufte Schacht wurde nach Abb. 11 ausgeführt, um eine größere Widerstandsfähigkeit gegen die seitlichen Drücke zu erreichen, die vom Moränenschutt herrührten, der unter dem Einfluß der Luft zum Gleiten kam und bedeutende Drücke auf die Wandungen ausübte. Unter solchen Umständen gestalteten sich die Vortriebarbeiten sehr langwierig, und die Ausbruchstellen mußten sofort stark verbolzt werden.

Die Stollenverkleidung wechselte entsprechend der Beschaffenheit des Gebirges. Das Scheitelgewölbe wurde, wie bereits oben erwähnt worden ist, aus eigens hergestellten Kunststeinen hergestellt.

E. Stollen von Roidont der Wasserleitung von Catshill für die Stadt New York.

Die Verwaltung der Wasserleitung von New York begann um 1909 mit der Anlage von 116 km Leitungen, die nicht nur wegen ihrer Länge bedeutend sind, sondern auch wegen der großen Wasserführung von

26 m³/Sek. Auf dieser langen Strecke sind insgesamt 7 km Stollen ausgebildet, die teilweise auch als Dücker unter zahlreichen Flüssen hinwegführen. Bei einem dieser Dücker handelt es sich beispielsweise um die Querung eines sehr breiten Flußbettes, das voll eiszeitlicher Schuttablagerungen ist und sich etwa 92 m unterhalb der Piezometerlinie der Wasserleitung befindet. Um ein Gestein zu erreichen, das diese gewaltigen Drücke aufnehmen konnte, mußte die Stollenachse 215 m unter die vorerwähnte Piezometerlinie gelegt werden und 130 m unter den Grundwasserspiegel. Der Stollenscheitel war demnach einem Druck von 85 m ausgesetzt. Um bei größter Wirtschaftlichkeit den größten hydraulischen Wirkungsgrad zu erreichen, wurde ein vollkommener Kreisquerschnitt gewählt, der besser als jede andere Form den gewaltigen äußeren Drücken widersteht. Die Stollenauskleidung wurde in Beton im Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4 mit einer mittleren Stärke von 42,5 cm, jedoch ohne Innenputz durchgeführt. Die Undurchlässigkeit der Auskleidung erreichte man durch Zementeinpressungen, die mit ganz besonderer Sorgfalt ausgeführt wurden. Wo Fels in einer Beschaffenheit auftrat, daß er während des Auskleidens auch gebolzt werden mußte, ging man von der hölzernen Rüstungsweise ab und verwendete Eisen. Durch Anlage zweier seitlicher Schächte, die nachher die Verbindung zwischen Dückersohle und oberem Kanal herstellten, wurden die erforderlichen Angriffstellen geschaffen. In der Nähe dieser Schächte wurden noch weitere Schächte angelegt, die die gesamten Maschinen für den Ausbruch aufnehmen mußten und der Materialbeförderung sowie der Lüftung und Trocknung dienten. Das Abteufen dieser Schächte ging sehr leicht vonstatten, da nur Schieferschichten bei geringem Wasserandrang zu durchqueren waren. Auch der Stollenausbruch schritt rasch vorwärts, wobei eine Arbeitergruppe den Ausbruch der oberen Hälfte ausführte, während eine zweite Arbeitergruppe die Rüstung herstellte. Nachdem die Arbeiten des oberen Teiles fertig waren, wurde der untere Teil in gleicher Weise in Angriff genommen. Das Bohren und Sprengen ging glatt vor sich, da das Gestein nicht sehr hart war, so daß man innerhalb 24 Stunden eine Leistung von 2 m erzielte.

Von der Stollenauskleidung wurde zunächst die Sohle ausgeführt, dann die seitlichen Wandungen und zum Schluß das Scheitelgewölbe. Um diese Auskleidung wasserdicht zu machen, wurde außer den nach den gewöhnlichen Verfahren durchgeführten Zementeinpressungen ein Rohr verwendet, das in eine rechtwinklige Platte endigte, deren Ränder umgebördelt und mit sehr widerstandsfähigem Kautschuk versehen war. Die Platte wurde unter großem Druck gegen die schlecht ausgeführten Teile der Verkleidung angepreßt, worauf zwischen Mauerwerk und Platte mittels des Rohres flüssiger Zement eingebracht wurde, der dann in die Poren eindrang und die Wand wasserundurchlässig machte.

Falschlunger.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. Februar erschienene Heft 4 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Prof. Dr.-Ing. A. Kuryllo: Eisenbetonkonstruktionen beim Wiederaufbau des Königlichen Schlosses „Wawel" in Kraków. — Oberbaurat Dr.-Ing. K. Schaechterle: Die Berechnung und Bewehrung von Eisenbetonbalken. — Dr.-Ing. A. Ritter: Die Schubsicherung bei Eisenbetonbalken. — Oberingenieur K. Hajnal-Konyi: Zur Frage der Schubbewehrung von Eisenbetonbalken. — Privatdozent Dr.-Ing. Troche: Zur Frage der Schubbewehrung von Eisenbetonträgern. — Winterarbeit am Androscoggin-Staudamm.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 24. Februar ausgegebene Heft 4 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Hans L. Menzel: Studentenhäuser. — Architekt Richard Sackur: Der zeitgemäße Backsteinbau.

Molenbau durch Schwerlast-Drehscheibenkrane. In der Stadt Constitución in Chile, dem früheren Nueva Bilbao, werden augenblicklich umfangreiche Hafenerweiterungen vorgenommen. Zunächst werden zwei gewaltige Molen, eine Nordmole und eine Südmole, errichtet. Der Bau ist insofern schwierig, als die Küste am Stillen Ozean dort sehr zerklüftet ist und dadurch das Zubringen der Baustoffe nicht einfach wird. Der Bau der beiden Molen geschieht durch je einen von der M. A. N. gebauten Schwerlast-Drehscheibenkran, der in Abb. 1 in zwei Ansichten dargestellt ist. Abb. 2 zeigt die Verwendung des Kranes zum Bau der Südmole. Im Hintergrunde liegt die andere Baustelle der Nordmole, die auch in der Abb. 3 dargestellt wird.

Die beiden Krane haben je 45 t Tragfähigkeit und 31 m Ausladung und werden durch besondere in den Auslegern untergebrachte Dampfkraftanlagen angetrieben. Das Eigengewicht eines Kranes ohne Last beträgt 210 t.

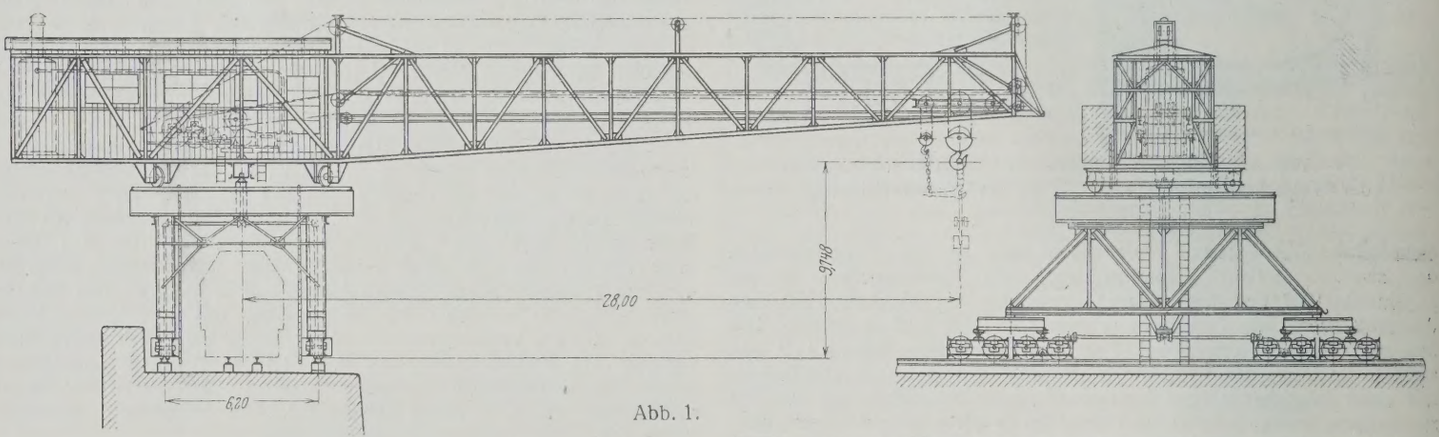


Abb. 1.

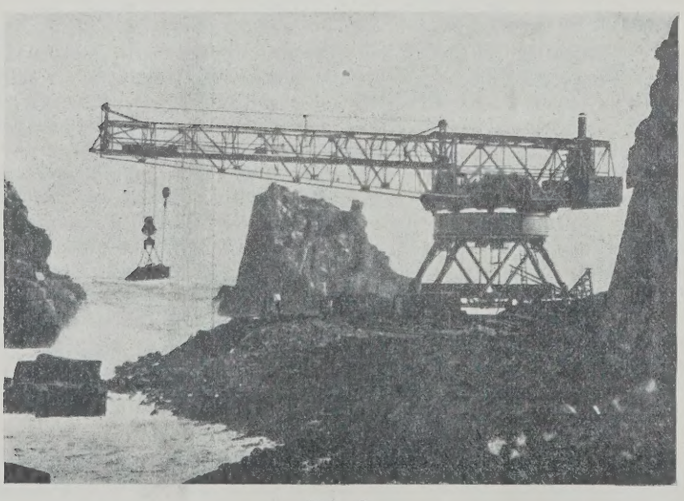


Abb. 3.

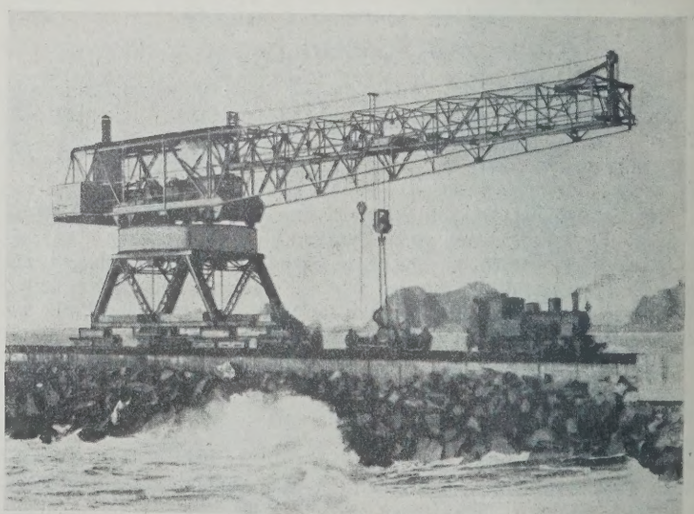


Abb. 2.

Das Steinmaterial für den Unterbau wird in kleineren Eisenbahnwagen bis an einen Kran herangefahren. Vom Kran wird dann ein ganzer Wagen mit Inhalt gefaßt, mittels des drehbaren Auslegers bis über die im Wasser aufzufüllende Stelle geschwenkt, gekippt und ausgeschüttet. Nachdem auf diese Weise ein fester Baugrund geschaffen ist, werden ebenfalls von den Kranen Betonblöcke von 5 m Länge, 2 m Breite und Höhe, einem Gewicht von 45 t entsprechend, an den Baustellen eingesetzt und zu einer Mauer zusammengefügt, wobei die Unterwasserarbeiten von Tauchern ausgeführt werden. Auf den so hergestellten Dammstücken fahren die Krane beim weiteren Bau in die See hinaus und bauen die Molen vor sich auf. Dipl.-Ing. Riedig.

Druckluftgründung mit Eisenbetonsenkkasten für die San-Telmo-Brücke in Sevilla. Die genannte Brücke überquert den Guadalquivir in einer Gesamtlänge von 238 m und hat eine größte Öffnung von 50 m, die von einem eisernen Überbau überspannt wird. Die Seitenöffnungen haben je 45 m Spannweite und sind in Eisenbeton ausgeführt, ebenso die auf beiden Ufern angeordneten Landöffnungen von je 15 m Spannweite. Die Fahrbahn ist 10 m breit, die auf beiden Seiten vorhandenen Gehwege je 2,50 m.

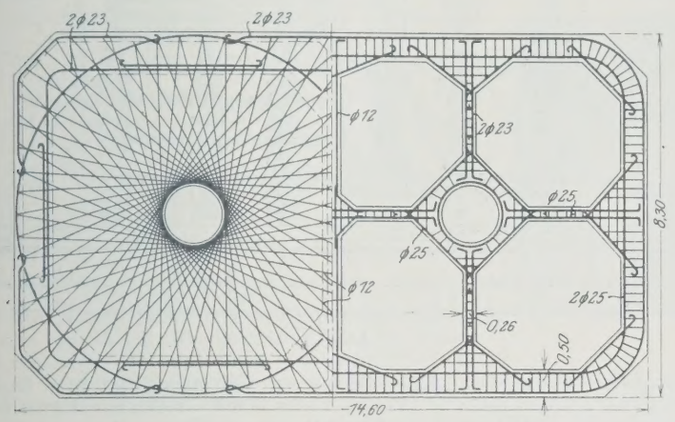


Abb. 1.

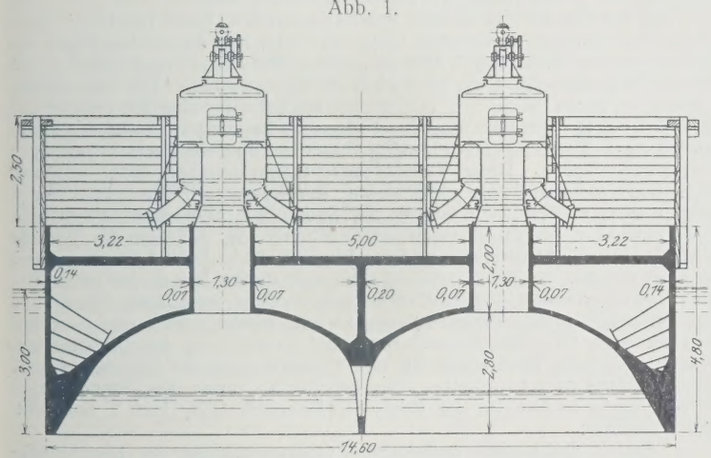


Abb. 2.

Nach Revista de Obras publicas 1926 Nr. 4, sind die vier Mittelpfeiler auf Senkkasten gegründet, und zwar ruht jeder Pfeiler auf zwei Fundament-Massivs. Nähere Angaben über die letzteren fehlen leider; nach Abb. 1 haben sie 14,60 × 8,30 m Seitenlänge, liegen mit der Langseite winkelrecht zur Stromrichtung und in 8 m Abstand voneinander. Sie wurden 16 m tief abgesenkt, reichen durch verschiedene Lagen Schlick, Sand und Kies und ruhen auf festem, blauem Ton.

Die Eisenbeton-Senkkasten wurden am Ufer hergestellt und haben dieselben Grundabmessungen wie die vorerwähnten Mauerwerksklötze; ihre Wandungen sind mit Rücksicht auf möglichst gute Schwimmfähigkeit so schwach als möglich bemessen. Das Innere enthält nach Abb. 2 zwei Arbeitskammern, die mit je einer 7 cm starken Schalenkuppel abgedeckt sind und in deren Scheitel der Verbindungsschacht zu den Luftschleusen einmündet. Die Wände des Senkkastens sind 14 cm stark und im oberen Teil durch eine Ringbewehrung verstärkt. Die Deckenkuppel hat bekanntlich nicht nur den Vorteil eines weiteren Arbeitsraumes, sondern auch den einer größeren Widerstandsfähigkeit gegen den Wasserdruck beim Einschwimmen.

Die fertigen Senkkasten einschließlich Luftschleusen und Betoniereinrichtung wogen 300 t und gingen etwa 4,50 m tief in Wasser, bei gefüllten Luftkammern entsprechend weniger; sie schwammen zwar bereits bei 3,20 m Tiefgang, hatten jedoch erst bei 3,80 m vollkommenes Gleichgewicht. Wie bereits bemerkt, wurden die Senkkasten an Land hergestellt, und zwar derart, daß ihre Kielhöhe etwa 1 m unter NW lag. Für den Stapellauf wurde die Uferböschung abgegraben und beim Eintreten der höchsten Flut Luft eingeschleust, so daß die Eisenbetonkörper ins Schwimmen gerieten und wie ein gewöhnliches Ponton in den Strom hinausgeschleppt werden konnten.

An Ort und Stelle angelangt, wurden sie an Pfählen sorgfältig vertäut und durch Herauslassen der Luft langsam und sicher abgesenkt. Ki.

Die 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) wird stattfinden am Donnerstag, den 17. März 1927, von 9½ Uhr vormittags ab, in Berlin im Weißen Saale der „Philharmonie", Köthener Str. 32, ferner an demselben Tage von 1½ Uhr nachmittags ab sowie am Freitag, den 18. von 9 Uhr vormittags ab und Sonnabend, den 19. März von 9½ Uhr vormittags ab im Beethovensaal der „Philharmonie", Köthener Str. 32. Der Vormittag des ersten Tages ist den inneren Angelegenheiten des Vereins gewidmet; nur Mitglieder dürfen daran teilnehmen.

Zu den übrigen angegebenen Zeiten werden für Mitglieder und Gäste folgende Vorträge gehalten:

Donnerstag, den 17. März: 1. Über das Verhalten von Mörtel und Beton bei tiefen Temperaturen, Prof. O. Graf, Stuttgart. 2. Würfelfestigkeit und Säulenfestigkeit als Grundlage der Betonprüfung, Prof. Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden. 3. Baukontrollversuche des Deutschen Beton-Vereins, Dr.-Ing. W. Petry, Regbmstr. a. D., Obercassel (Siegkreis).

Freitag, den 18. März: 4. Die Bedeutung des Zementsteines im Gußbeton, Reg.-Baurat Gaye, Wesermünde. 5. Der Tonerdeschmelzzement und seine Anwendung bei Eisenbetonbauausführungen und Putzarbeiten, Magistratsbaurat M. Orthaus, Hannover. 6. Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken, Prof. H. Spangenberg, München. 7. Mitteilungen über die Allnerbrücke bei Siegburg und Ergänzungen über die Wahnbachtalbrücke (Forts. der vorjährigen Mitteilungen), Regbmstr. a. D. Schmidt, Berlin. 8. Moderne Betongrundbautechnik, Zivilingenieur O. Stern, Wien. 9. Die neuen bergschadensicheren Wasserbehälter der Stadt Essen (Lagerungsverhältnisse von Bauwerken im Bergbausenkungsgebiet), Prof. Dr.-Ing. K. W. Mautner, Düsseldorf. 10. Bau der Zwillingsschachtschleuse in Fürstenberg a. d. O. (mit Filmvorführung), Reg.-Baurat Möller, Fürstenberg a. d. O. 11. Betonieren mittels Bandtransportanlage beim Bau der Doppelschleuse Mannheim des Neckarkanals, Oberingenieur J. Beuteführ, Biebrich a. Rh. 12. Die Entwicklung der Hafenkaibauten in Holland unter besonderer Berücksichtigung neuer Ausführungen, Direktor E. A. Piel, Dortmund-s'Grafenhage.

Sonnabend, den 19. März: 13. Die Steinmetzzeichen und das Hüttengeheimnis, Zivilingenieur Baurat C. Brausewetter, Wien. 14. Die Sicherungsarbeiten zur Erhaltung der Westgruppe des Mainzer Domes (Forts. des vorjährigen Vortrages), Prof. Dipl.-Ing. G. Rüth, Biebrich a. Rh. 15. Neuartige Ausführung einer weitgespannten Schalenkuppel in Torkret-Eisenbeton, Oberingenieur Scherzinger, Ludwigshafen. 16. Neuere deutsche Betonstraßen, Geh. Reg.-Rat Prof. R. Otzen, Hannover. 17. Neuere Geräte und Maschinen im Beton- und Tiefbau, Oberingenieur Privatdozent Dr.-Ing. G. Garbotz, Berlin. 18. Entwicklung und gegenwärtige Anwendung des pneumatischen Betontransportes, Regbmstr. E. Fraenkel, Berlin. 19. Neuerungen im Bau von Eisenbetonmasten, Ingenieur K. Kisse, München. — Außerdem Mitteilungen und Besprechung etwa gestellter Fragen.

Englische Hafenverbesserungen. Den englischen Hafenbehörden haben in den letzten Jahren große Mittel für die Ausführung von Hafenverbesserungen und -erweiterungen zur Verfügung gestanden. (Das „Port Facilities Committee" hat auf die kleineren Häfen keinen besonderen Einfluß ausgeübt. In den größeren dagegen waren bereits Pläne vor der Gründung des Ausschusses ausgearbeitet worden, in einigen Fällen auch schon in Ausführung begriffen.)

Nach „Nieuwe Rotterdamsche Courant" ist in London im Laufe des Jahres 1926 ein neuer Holzhafen erstanden, der 6 ha Fläche bedeckt und 8,1 m tief ist. An diesem Hafen sind acht Holzschuppen mit einer Firsthöhe von 9 m gebaut worden, die zusammen 3,5 a groß sind. Im Londoner Hafen können jetzt 15 000 Holzstandards in Schuppen und 21 000 Holzstandards unter freiem Himmel gelagert werden, zusammen 50 bis 60 Schiffsladungen.

Die Londoner Hafenverwaltung hat im Jahre 1926 verschiedene Neubauten beschlossen, die Kosten in Höhe von 14 Mill. £ verursachen werden, u. a. den Bau einer Schleuse für den Hafen von Tilbury, deren Abmessungen 300 m Länge, 33 m Breite und 15 m Tiefe sind, und den Bau eines großen Trockendocks, 225 m lang, 33 m breit und 11,25 m tief, das später auf 300 m verlängert werden soll. Diese Arbeiten werden in vier bis fünf Jahren fertiggestellt sein.

Außerhalb des alten Zuganges zum Hafen von Tilbury soll eine schwimmende Landungsbrücke von 342 m Länge angebracht werden. An dieser Landungsbrücke, die mit zeitgemäßer Ausrüstung versehen wird und durch überdeckte Gänge mit der Eisenbahnstation am Ufer verbunden werden soll, werden die größten transatlantischen Passagierschiffe anlegen können. Die Kosten werden auf 500 000 £ veranschlagt.

Im Grünlandhafen ist ein Holzlagerraum mit zwei Stockwerken im Bau begriffen, der für den Umschlag von Feinholz bestimmt ist. Der Südwest-Indien-Hafen erhält eine neue Schleuse von 24 m Breite und 10,5 m Tiefe. Die Verbindungskanäle dieser Hafengruppen werden verbessert, die Bahnanschlüsse verlegt und die Ausrüstung zeitgemäß erneuert.

In Liverpool nähern sich die Arbeiten ihrem Ende, die sich auf die Anlage des Schleusenhafens Gladstone beziehen. Sie umfaßt einen Schleusenhafen, der mit einem Trockendock kombiniert ist. Das Dock ist 315 m lang, 36 m breit und 13,5 m tief. Wenn diese Anlage auch schon 1910 beschlossen wurde und 1913 mit der Bauausführung begonnen werden konnte, so handelt es sich doch auch heute noch um eins der

größten Trockendocks Europas. Die Kosten der Anlage waren vor dem Kriege auf 4 Mill. £ veranschlagt worden. Durch die veränderten Verhältnisse bei der Wiederaufnahme der Arbeiten, die während des Krieges unterbrochen wurden, sind die Kosten auf 7,5 Mill. £ gestiegen.

Die gesamte Wasseroberfläche der neuen Hafengruppe beträgt 22 ha. Die Kaie haben eine Länge von 4,5 km. Die Brutto-Raumfläche der Schuppen und Magazine, die neu errichtet wurden, beträgt 23 ha. Die Zugangschleuse zu dem neueu Hafen ist 321 m lang und 39 m breit. Die Torschwelle liegt 9 m tiefer als der Liverpooler Pegel oder 15 m unter HW- und 6 m unter NW-Spiegel. Zwischen dem neuen Hafen und dem bestehenden Schleusenhafen wird eine Schleuse von 193,5 m Länge und 27 m Breite gebaut.

Am neuen Hafen entstehen, abgesehen von einem Schuppen von 280 × 27 m, vier Magazine in Betonausführung von 360 bis 450 m Länge und 30 bis 45 m Breite. Die Magazine haben je drei Stockwerke und ein flaches Dach für die Lagerung von Gütern. Längs der Kaie werden 45 elektrisch betriebene Portalkrane, 17 elektrische und 49 Handkrane an der Straßenseite aufgestellt. Die Schuppen und Magazine erhalten 51 Handkrane.

Bereits längere Zeit sind Verbesserungsarbeiten am Schleusenhafen von Birkenhead vergeben, die Kosten in Höhe von 900 000 £ verursachen werden.

Die Hafenbehörde von Southampton hat beschlossen, die Kailänge des Hafens auf 5 km zu verlängern und eine weitere Vertiefung des Hafens auszuführen. Der erste der drei Bauabschnitte, dessen Kosten auf 3 Mill. £ veranschlagt wurden, soll in drei Jahren vollendet sein. Er umfaßt u. a. eine etwa 1 km lange Kaimauer mit einer Tiefe von 13,5 m. Am Millbrook Point wird der Platz für zwei große Trockendocks vorbehalten, von denen das eine eine Länge von 360 m erhalten soll. Bereits jetzt besitzt Southampton das größte Schwimmdock der Welt, das 288 m lang und 40,2 m breit ist.

Die Tyne Improvement Commission hat den Bau eines neuen Kais vom Albert-Edward-Schleusenhafen bis North Shields beschlossen. Für die Ausführung dieser Arbeiten, die zwei Jahre in Anspruch nehmen werden, sind Kosten in Höhe von 180 000 £ veranschlagt.

In Bristol sollen innerhalb acht Monaten Verbesserungen am Royal-Edward-Schleusenhafen beendet sein. Sie umfassen den Bau eines Hafenbeckens von 351 m Länge, 120 m Breite, eines 1 km langen Kais, den Bau von drei Lagerhäusern von 45 m Länge und 15 m Breite, die in Beton ausgeführt werden sollen und deren jedes drei Stockwerke erhält, ferner die Aufstellung von Getreideelevatoren, den Bau einer Elevatorenanlage und den eines Getreidesilos von 20 000 t Inhalt.

In Glasgow ist die Anlage einer Anzahl neuer Häfen mit zusammen 10 km neuer Kaie beschlossen. 1924 ist der Bau eines Kais von rund 2 km Länge an der neuen Shieldhall für 270 000 £ auf dem Wege der Ausschreibung vergeben worden. Der neue Hafen soll 105 m breit und 9,6 m tief werden. Seine Oberfläche wird 16 ha betragen. Etwa 240 ha Gelände werden für eine etwa notwendig werdende Hafenerweiterung vorbehalten. Das ganze Gelände wird von breiten Straßen umgeben. Die Kosten für die Erweiterungsarbeiten des Jahres 1927 werden auf 10 Mill. £ geschätzt.

Sunderland beschloß den Bau eines neuen Kais von 200 m Länge, die Anlage eines neuen Bahnanschlusses und den Bau eines Hafenlagerhauses von 200 m Länge bei 27 m Breite. Die Kosten werden auf 20 000 £ geschätzt.

Goole hat mit dem Bau eines neuen Dammes begonnen. Eine neue Schleuse soll in fünf Jahren fertiggestellt werden, und die Pläne für ein neues Hafenbecken sind in Arbeit. Wu.

Ausbesserung und Verstärkung der Rhônebrücke bei Chasse. Die im Jahre 1856 gebaute zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Rhône bei Chasse ist — zwischen den Endwiderlagern — 270 m lang und besteht aus fünf flachgespannten Gußeisenbogen von je 40 m Lichtweite (Abb. 1); sie vermittelt den Anschluß der Linien Lyon—St. Etienne und Givors—Paray le Monial mit der Hauptstrecke von Lyon nach Marseille. Nach Abb. 2 u. 3 besteht jeder Bogen aus sechs Bindern aus Gußeisen

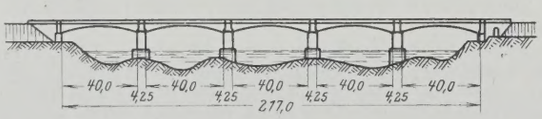


Abb. 1.

mit ebensolcher, kräftig ausgebildeter Füllung, die durch gleichfalls sehr starke und fest ineinandergefügte gußeiserne Querträger verstrebt sind.

Nach neueren Untersuchungen zeigte das Bauwerk, das namentlich viel von Güterzügen mit schweren Lokomotiven befahren wird, zahlreiche Beschädigungen, die es für den heutigen lebhaften Verkehr nicht mehr geeignet erscheinen ließen. Ähnlich wie bei der Brücke von La Voulte[1]) haben auch in diesem Falle die Beschädigungen in der Hauptsache ihren Grund erstens in der überaus großen Steifigkeit der Gußeisenkonstruktion in sich und an den Auflagern, anderseits in Zerstörungen durch langsame Oxydation und durch die ausfließende Kittmasse, mit der die Gußeisenteile an den Verbindungsstellen vergossen sind. Fast sämtliche Querriegel an den Kämpfern der Landöffnungen zeigten in ihrem mittleren Steg starke

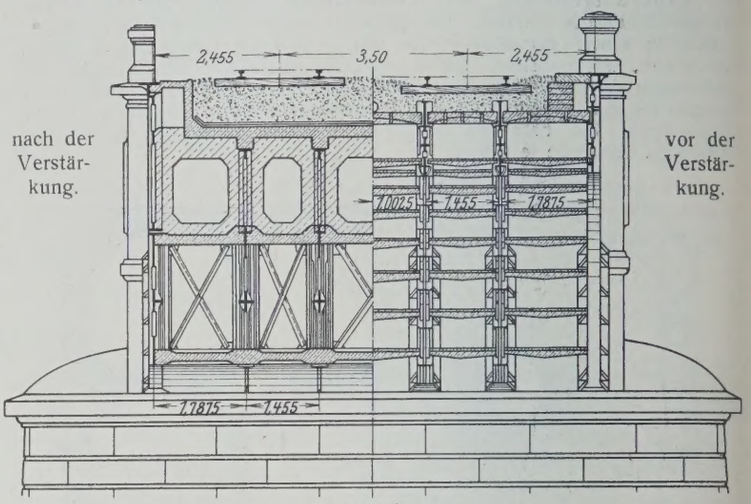


Abb. 3.

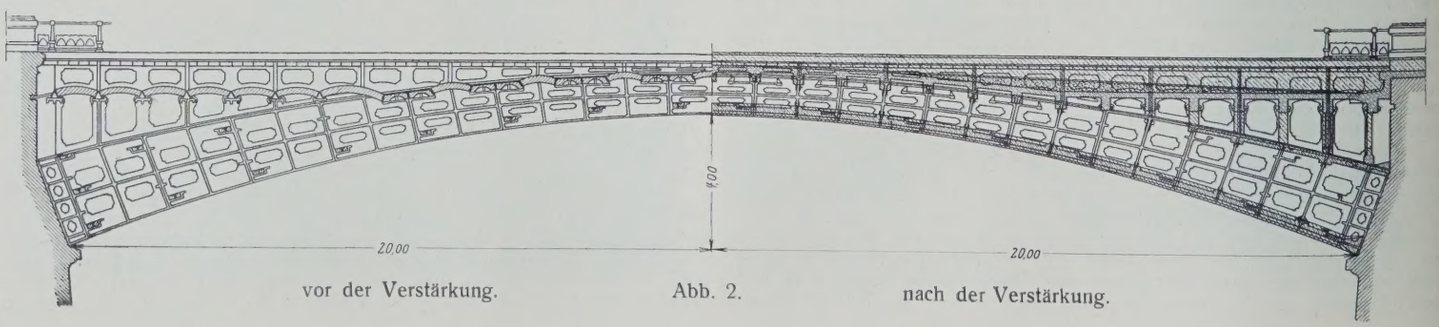
Längsrisse bis zu 1 m Länge, die bis zur Verbindung mit dem Bogen (Abb. 4a) reichten und ihre Ursache in der bereits erwähnten starren Verzahnung der Gußeisenteile an diesen Punkten haben.

Bei der Brücke von Chasse kommt als dritter Grund für die in Rede stehenden Schäden noch hinzu, daß die Teile, aus denen die Bogen zusammengesetzt sind (vergl. Abb. 2), recht große Abmessungen haben, die an den Bogenanfängern bis zu 4,00 × 2,50 m erreichen. Die Form dieser Gußstücke, deren Stärke sehr verschieden ist, hat seinerzeit ihre Herstellung sehr schwierig gemacht und besondere Vorkehrungen erfordert, damit nach dem Guß alle Teile gleichmäßig abkühlten und so innere Spannungen vermieden würden. Diese Vorkehrungen waren aber entweder versäumt oder doch nicht ausreichend gewesen, denn sowohl Füllung wie Bogen zeigten Risse an den Ecken oder an den Stellen mit schwachem Querschnitt.

Diese Beschädigungen waren so ernstlicher Art, daß man den Verkehr schwerer Maschinen verbieten und damit empfindliche Betriebserschwernisse in Kauf nehmen mußte. Nachdem man sich darauf bereits im Jahre 1914 zum Bau einer neuen Flußstahlbrücke entschlossen hatte, kam man wegen der seitherigen großen Preissteigerung hiervon wieder zurück und entschied sich für eine teilweise Ausbesserung und Verstärkung der in Mitleidenschaft gezogenen Teile sowie für eine Ummantelung mit Eisenbeton nach dem Vorbilde von La Voulte. Der Arbeitsplan, über den Chefingenieur de Boulongne in Annales des Ponts et Chaussées 1926, Heft 3, berichtet, war folgender:

1. Ersatz der starren gußeisernen Querversteifung der Bogenbinder (Abb. 4a) durch genietete flußeiserne Rahmen (Abb. 4b).
2. Ausbesserung der rissigen oder brüchigen Gurtungen.
3. Verstärkung zu schwacher Gurtungen.
4. Bessere Querverbindung der einzelnen Bogenrippen durch Eisenbetonplatten.
5. Wirksame senkrechte Verstärkung der einzelnen Bogenrippen zum Zwecke einer möglichst gleichmäßigen Verteilung der Fahrbahnlasten auf alle sechs Rippen.
6. Übertragung der in Gleishöhe zu erwartenden Querkräfte auf die Widerlager.
7. Verbesserung der Zugangs- und Ausbesserungsmöglichkeiten für die Zukunft.

[1]) Vergl. Beton u. Eisen 1925, Heft 13.



vor der Verstärkung. Abb. 2. nach der Verstärkung.

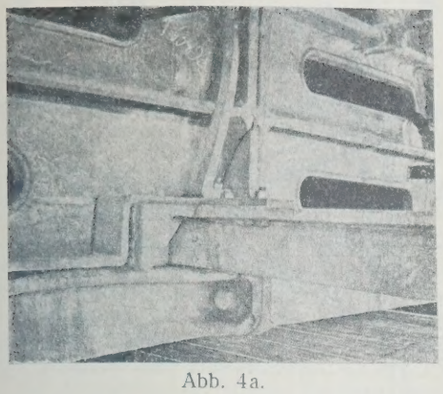


Abb. 4a.

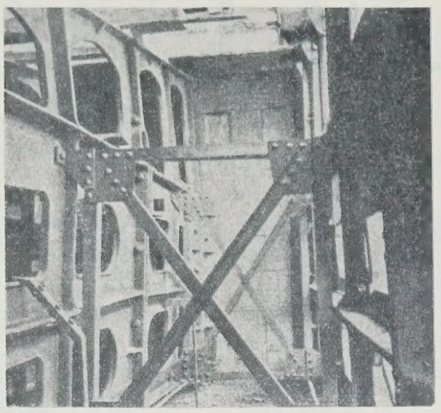


Abb. 4b.

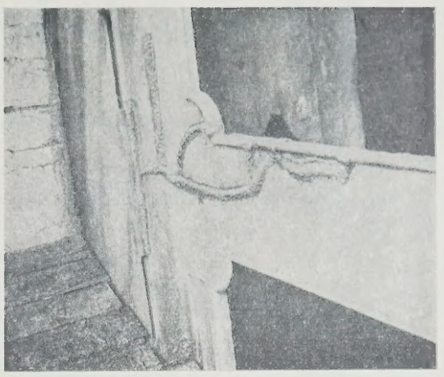


Abb. 5.

Punkt 1 dieses Programms bietet gegenüber der Ausführung bei La Voulte keine Besonderheiten, es sei daher dazu nur auf Abb. 4a u. b verwiesen.

Ursache und Wirkung der in Punkt 2 erwähnten Schäden unterscheiden sich, wie bemerkt, vielfach von denen bei La Voulte: Die durch die steife Ausbildung der Knotenpunkte und durch die zerstörende Einwirkung des Metallkitts verursachten Risse wurden zunächst in ihrer ganzen Länge zugeschweißt (Abb. 5) und alsdann durch aufgeschweißte Eisen, Platten, Riegel oder Klammern u. dergl. gesichert (Abb. 6).

Die zu schwachen Bogenteile, insbesondere die untere Gurtung, wurden verstärkt durch zwei Rundeisen von 36 mm Durchmesser an beiden Seiten der unteren Gurtung. Diese Rundeisen sind alle 2 m durch Schraubenbügel an Eisen befestigt, die auf die Gußeisenkonstruktion aufgenietet wurden. Ein weiteres Rundeisen verstärkt den Untergurt noch besonders an schadhaften und geschweißten Stellen (Abb. 7).

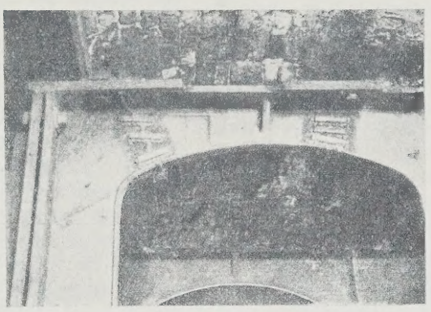


Abb. 6.

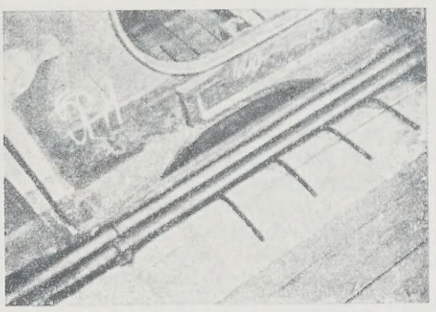


Abb. 7.

Die Verstärkung und Ummantelung mit Eisenbeton ist aus Abb. 2 u. 3 zu ersehen: Die den Untergurt aller sechs Bogenrippen verbindende und abschließende Platte wächst in der Stärke von 10 cm am Widerlager bis auf 16 cm am Scheitel, die Platte in Höhe des Obergurtes ist 10, diejenige unter der Fahrbahn 16 cm stark.

Aus Abb. 2 u. 3 ist auch die Ummantelung der gußeisernen Füllungen ersichtlich, die die Wirkung der Querversteifung wesentlich erhöht und im Sinne des vorgenannten Punktes 5 dient.

Sowohl um die Ausführung der Arbeiten zu erleichtern als auch um die Betonplatte unter den Gleisen in der Höhe herstellen zu können, die für die Verbindung mit der Ummantelung der Bogen und der Füllung erforderlich war (Abb. 2), wurde die Fahrbahn um 20 cm höher gelegt. Die Ausführung behelfsmäßiger Gleise und die Aufrechterhaltung des Verkehrs gelangen trotz der hierdurch bedingten Schwierigkeiten nach Wunsch mit der Einschränkung, daß die Züge die Brücke langsam zu überfahren hatten.

Sämtliche Eisenteile wurden vor der Ummantelung mit Sandstrahlgebläse gereinigt. Ki.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Längsträgeranschlüsse für Brücken. In der „Bautechnik" 1926, Heft 55, S. 843, wirft Herr Dipl.-Ing. Palmblad die Frage der Nietanschlußmomente im Trägergerippe eiserner Brücken durch ein Beispiel auf. Er rechnet zwar mit dem polaren Widerstande der Nietgruppe und damit wesentlich genauer als nach dem in der neueren Eisenbauliteratur fast ausschließlich erwähnten, etwas bequemeren Verfahren mit dem Widerstand für nur eine Achse. Jedoch halte ich die schematische Anwendung eines solchen Verfahrens für unrationell, da es meistens zu hohe Spannungen ergibt, außerdem für gefährlich, da es oft zur Unterschätzung der tatsächlichen Nietkräfte verleitet. Die bestmögliche Klärung könnte wohl nur durch eingehende spannungstheoretische und praktische Untersuchungen erreicht werden. Da solche bis jetzt leider nicht vorliegen, so müßte in der Praxis mehr Klarheit über den Wert der Behelfsrechnungen, wenigstens darüber, daß es solche sind, herrschen. — Bei den meisten älteren Eisenbauten wurden Nietanschlußmomente überhaupt nicht berücksichtigt. Ihre Berücksichtigung ergibt oft mehrfach größere Spannungen als A oder Q allein. Wären die tatsächlichen Werte annähernd so groß, so müßten viele ältere Nietungen gebrochen sein. Wenn dieses nicht der Fall ist, so beweist es zwar nicht, daß richtig gerechnet wurde, wohl aber, daß die Anschlußmomente meist zu große Werte ergeben.

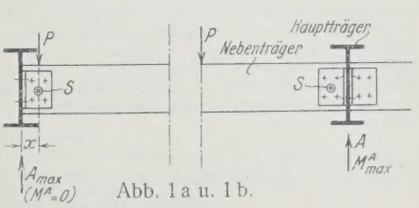


Abb. 1a u. 1b.

Es sei z. B. ein Trägeranschluß nach Abb. 1a mit beweglicher Einzellast betrachtet. Dann haben nach dem erwähnten Verfahren aufzunehmen: die Nebenträgerniete A_{max} und $M = A_{max} \cdot x$; die Hauptträgerniete nur A_{max} (Last über S). A ist in allen Fällen aufzunehmen, dagegen M in verschiedener Weise:

a) Der Hauptträger sei in seiner Querschnittebene gegen Verdrehen starr; dann wirkt M nur in den Hauptträgernieten, aber nicht in den Querträgernieten.

b) Der Hauptträger sei in seiner Querschnittebene frei drehbar, dann wirkt M nur in den Nebenträgernieten.

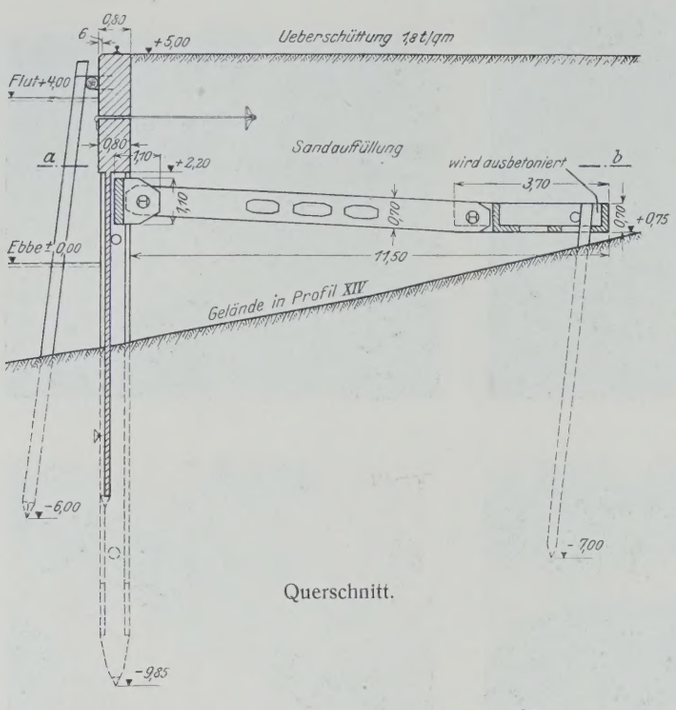
Also bei P über S wächst M mit abnehmender Drehsteifigkeit des Hauptträgers: in den Querträgernieten von M bis 0, in den Nebenträgernieten von 0 bis M.

Den Hauptträgernieten wird meist keine besondere Beachtung gewidmet trotz der Forderung, Niete nicht auf Kopfabreißen zu beanspruchen. Man denkt etwa an größere Nachgiebigkeit dieses Anschlusses infolge der Biegung der L-Schenkel. Die Nebenträgerniete würden also bei starrem Auflager am günstigsten beansprucht, jedoch nur bei dieser Laststellung. — Für die Mehrzahl der praktisch vorkommenden Fälle würde nach meiner Ansicht die Berücksichtigung von $^1/_2 M$ reichlich sicher sein. Bei dem überragenden Einfluß des Momentes gegenüber der Querkraft wäre das eine erhebliche Erleichterung.

Bei auch nur teilweiser Einspannung, wie z. B. Abb. 1b, kann jedoch eine andere Laststellung, die nicht A_{max}, aber M^A_{max} erzeugt, leicht gefährlicher werden. Ein Rahmenstab mit geringem Einspannungsgrade wäre mindestens zum Vergleich heranzuziehen und den Hauptträgernieten hier besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Dem Umstande, daß bei beweglicher Last A_{max} und M^A_{max} nicht derselben Laststellung entspringen, ist wohl hauptsächlich zuzuschreiben, daß trotz Berechnung der Nietkräfte nur aus A_{max} solche Anschlüsse meist genügen. — Dagegen fällt bei ruhender Last dieser günstige Umstand weg, also wäre hier besondere Vorsicht zu üben. Überhaupt sind die Nietverbindungen wegen ihrer mangelhaften theoretischen Klärung der schwierigste und verantwortungsvollste Teil von Eisenbauberechnungen. Sie dürften daher keinesfalls, wie in der Praxis so oft, dem theoretisch weniger geübten Statiker und Konstrukteur überlassen werden. H. Döll.

Eisenbetonspundwand Bauart Ravier. Zu dem unter dieser Überschrift in der „Bautechnik" 1926, Heft 21, S. 620, gebrachten Bericht erhalten wir von Herrn Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel die dankenswerte Mitteilung, daß eine derartige Ausführung von der Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim, bereits vor 14 Jahren für die Hafenbauten von Tanga im damaligen Deutsch-Ostafrika ausgeführt ist.

Wie die in „Beton u. Eisen" 1925, Heft 10, S. 154 veröffentlichten, umstehend wiedergegebenen Abb. 1 u. 2 des Aufsatzes: Kleinlogel, Fertigkonstruktionen aus Eisenbeton zeigen, unterscheidet sich die ältere deutsche



Querschnitt.

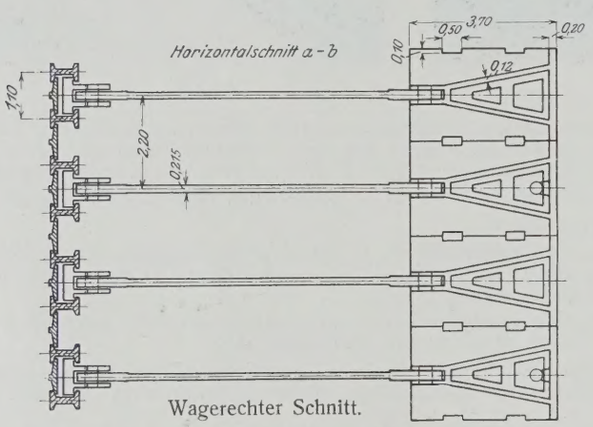


Abb. 1.

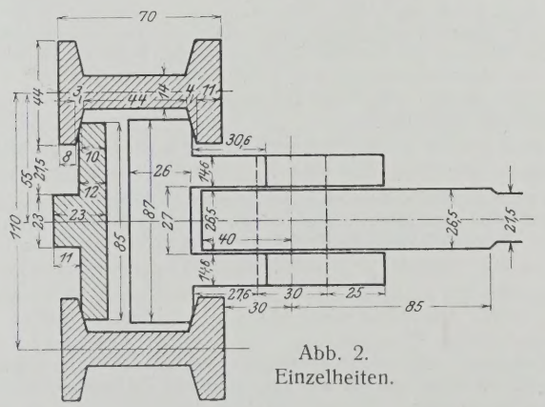
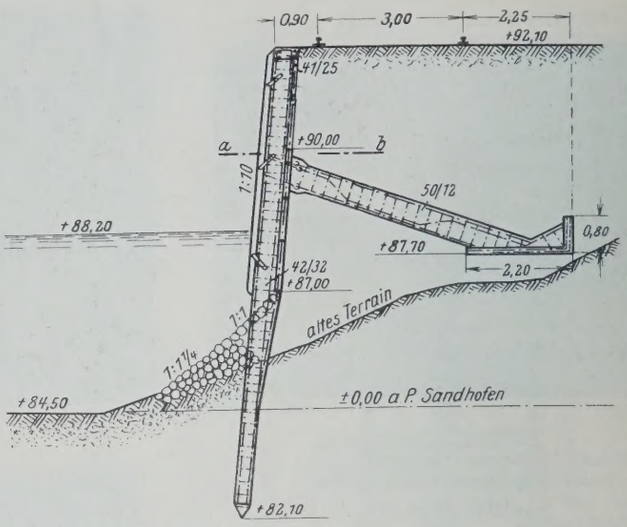


Abb. 2.
Einzelheiten.

Ausführung von der späteren belgischen der Cie. Internationale des Pieux Franki allerdings äußerlich dadurch, daß bei ihr die eigentliche Wand aus I-förmigen Pfählen und Platten zusammengesetzt ist, während sie bei der belgischen Ausführung in einer durchlaufenden Spundwand aus Eisenbeton-Plattenbalken besteht.

Ohne die Vorzüge der einen oder anderen Bauart hervorheben zu wollen, sei hier jedenfalls festgestellt, daß die Bauart der Grün & Bilfinger A.-G. im übrigen in allen wesentlichen Einzelheiten dieselbe Konstruktion darstellt und jedenfalls das Recht der Priorität in Anspruch nehmen darf, der ganze Gedanke also deutschen Ursprungs ist.

Indem nochmals auf die oben genannte Veröffentlichung von Kleinlogel verwiesen wird, sei ferner eine schon 1905 von der gleichen deutschen Firma für die Zellstoffabrik Waldhof-Mannheim erbaute Ufer-



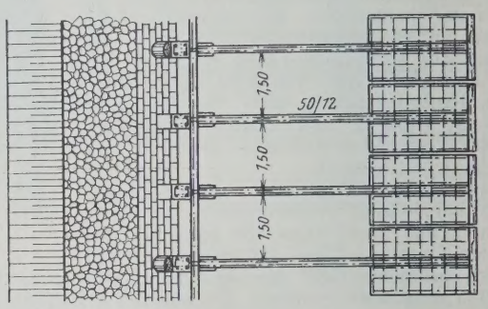


Abb. 3.

mauer erwähnt. Auch hier wurden, wie Abb. 3 zeigt, sowohl die Pfähle als auch die Wand- und Ankerplatten einschließlich der Ankerstege als fertige Teile verwendet; lediglich der Holm und die Verbindungen zwischen den Pfählen und den Ankerstegen wurden an Ort und Stelle hergestellt. Nur war damals noch keine gelenkige Verbindung zwischen Mauer und Verankerung vorhanden.

Die Schriftleitung.

Personalnachrichten.

Baden. Versetzt: der Baurat Emil Knauf in Donaueschingen zur Wasser- und Straßenbaudirektion.

Preußen. Der Regierungsbaumeister (W.) Brandt im Ministerium für Landwirtschaft, Domänen und Forsten ist als Regierungs- und Baurat — unter Verleihung einer Regierungs- und Baurat-Beförderungsstelle der Gr. A 11 — planmäßig angestellt worden.

Versetzt sind: die Regierungsbauräte (W.) Berg (beurl.) als Vorstand des Hafenbauamts nach Swinemünde, Schulemann (beurl.) als Vorstand des neu errichteten Vorarbeitenamts (für den Hansakanal) nach Verden a. d. Aller; — der Regierungsbaumeister (W.) Radisch von Magdeburg an das Kanalbauamt in Neuhaldensleben.

Übertragen wurde dem Regierungsbaurat Zillmann in Stralsund die Verwaltung des Kulturbauamts in Stargard.

Der Regierungsbaumeister (W.) Karl-Heinrich Thiele in Magdeburg ist auf seinen Antrag aus dem Staatsdienste entlassen worden.

Gestorben: der Regierungs- und Baurat (W.) Schumann in Münster i. W. und der Geheime Baurat Ferdinand Löbbecke in Schleddenhof bei Iserlohn, früher Mitglied der Eisenbahndirektion Elberfeld.

Württemberg. Der Bauamtmann Neunhöffer beim Kulturbauamt Ellwangen wurde zum Baurat und Vorstand dieses Amtes und der Bauamtmann Binder beim Kulturbauamt Stuttgart zum Baurat und Vorstand des Kulturbauamts Aalen ernannt.

INHALT: Ergebnis des engeren Ausschreibens zur Erlangung von Entwürfen für den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim zum Ersatz der Schiffbrücke. (Fortsetzung.) — Stollen für Wasserkraftanlagen. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Molenbau durch Schwerlast-Drehscheibenkrane. — Druckluftgründung mit Eisenbetonsenkkasten für die San-Telmo-Brücke in Sevilla. — 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.). — Englische Hafenverbesserungen. — Ausbesserung und Verstärkung der Rhônebrücke bei Chasse. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 4. März 1927. Heft 10

Die geplante Nabtalentwässerung im Weidener Becken zwischen Neustadt und Rothenstadt.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberbauamtmann **Popp**, Weiden (Oberpfalz).

Die Nabtalentwässerung bei Weiden in der Oberpfalz verfolgt in ihren Grundzügen kulturtechnische landwirtschaftliche Zwecke, verbindet aber mit ihrer Durchführung auch die Hochwasserfreilegung und Beschaffung der Kanalisationsvorflut für die Stadt Weiden und den Ausbau eines hochwasserfreien Talüberganges für die meist von Arbeitern bewohnte Ortschaft Schirmitz nach Moosbürg und Weiden.

Der Talabschnitt bei Weiden zwischen Neustadt an der Waldnab und Rothenstadt bildet ein breites Becken, in dessen Mitte die aufblühende Stadt Weiden liegt. Am unteren Ende des Durchbruchtales der Waldnab zwischen den äußersten Ausläufern des Fichtelgebirges und des Böhmer Waldes gelegen, begleiten es im Osten bewaldete Granit- und Gneishöhen der Vorberge des weiter nach Südosten ziehenden Böhmer Waldes, während im Westen die flachen Sandwellen des Keupers anstoßen.

Der Talboden selbst liegt auf dem Rotliegenden und besteht in seinen obersten Schichten fast durchgängig aus leicht lehmigen Sanden, die auf reinem, nach unten in Kies übergehendem Sand lagern. Den oberen und unteren Talabschnitt durchziehen dünne Tonschichten von 0,2 bis 0,5 m Stärke in Tiefen von 0,6 bis 1,0 m unter der Oberfläche; im mittleren Abschnitt (bei der Stadt Weiden) lagert der Sand unmittelbar auf Kies.

Die das Tal durchfließende Waldnab (s. Lageplan) liegt aufgesattelt; ihr Gefälle von 17,70 m wird in dem etwa 12,5 km langen Lauf durch sieben Triebwerke (s. Längenschnittplan 3) ausgenutzt.

Der gestaute Wasserspiegel verhindert das Ausstreichen des Grundwassers und das Zurückfließen des ausgetretenen Hochwassers. Die Folge davon ist, daß weite Talflächen einer vollkommenen Versumpfung anheimgefallen sind und nur noch nach Menge und Güte geringwertige Futterernten liefern. Höher gelegene Grundstücke weisen zwar einen etwas besseren Bewuchs auf, besitzen aber immer noch keine genügende tiefe, von Grundwasser freie obere Bodenschicht, die als Wurzelentwicklungsraum für gute Wiesenpflanzen notwendig wäre. Sie bleiben deshalb ebenfalls im Ertrag zurück und können mit den gewöhnlichen Mitteln des landwirtschaftlichen Betriebes nicht gründlich bewirtschaftet werden. Außerdem werden weite Talflächen im Winter und Vorfrühjahr alljährlich monatelang unter Wasser gehalten und im Sommer sehr häufig die Heu- oder Grummeternten durch unzeitige Hochwässer ganz oder teilweise vernichtet. Nur streckenweise befinden sich schmale Wiesenflächen entlang der als Werkkanal dienenden Waldnab in einem besseren Zustande. Sie werden bei höheren Wasserführungen aus dem Werkkanal vom übertretenden Wasser überrieselt und besitzen in den beiderseitigen Geländemulden natürliche Abflußbecken für das Wässerwasser. Für sie hat also die Natur eine gute Wässerungseinrichtung mit natürlicher Abwässerung geschaffen.

Der Stadt Weiden raubt das Hochwasser seinen natürlichen Entwicklungsraum. Der hochgestaute Nabwasserspiegel bietet außerdem für ein größeres schon bebautes Gebiet nicht genügend Vorflut zur Durchführung der Kanalisation, und schließlich werden die Gesundheitsverhältnisse der Stadt und ihr Verkehr mit der Umgebung durch langanhaltende Überschwemmungen sehr nachteilig beeinflußt.

Die Ursache dieser Mißstände bildet die Waldnab. Sie kann die im Durchbruchtal mit hohem Geländegefälle oberhalb des Weidener Beckens herangeführten Hochwassermengen in ihrem bei Neustadt beginnenden eigentlichen Tallauf mit geringem Gefälle nicht mehr bewältigen und in ihrem hohen gestauten Wasserspiegel dem Grundwasser und Tagwasser nicht genügend Vorflut zum Ausstreichen und Ablaufen geben.

Zweck des Unternehmens.

Durch Entschluß des Bayerischen Ministeriums des Innern vom 10. Oktober 1913 wurde das Kulturbauamt Weiden mit der Aufstellung eines technischen Entwurfes zur Schaffung einer ordnungsgemäßen Wasserwirtschaft im Waldnabtal bei Weiden beauftragt. Zweck der zu treffenden Maßnahmen soll sein:

1. das Tal von den häufig wiederkehrenden Sommerhochwässern zu befreien und damit die Ernten im Tal sicherzustellen,
2. die Vorflut zu beschaffen für eine Grundwasserspiegelabsenkung auf mindestens 0,7 m unter Gelände und dadurch eine obere Bodenschicht zu gewinnen, die als Standort der nährstoffreichen schmackhaften und bekömmlichen Futterpflanzen dienen kann,
3. den Gebieten im Tal, die nicht für die Bebauung in Frage kommen, die düngenden Überflutungen aus der Nab zu erhalten, sie aber nach der Abwässerung rasch und gründlich wieder abzuführen,
4. das Bebauungsgebiet der Stadt Weiden katastrophenhochwasserfrei zu legen,
5. dem Stadtgebiet die Vorflut zur Kanalisation zu schaffen und
6. einen hochwasserfreien Talübergang zwischen Schirmit und Moosbürg zu bauen.

Maßnahmen.

Zur Erreichung dieses Zweckes war es notwendig, den Talabschnitt Weiden—Rothenstadt zusammenzufassen (Plan 1). Er bildet von Natur aus ein geschlossenes Becken. Die Vorflut für die tief gelegenen Teile im oberen Talabschnitt kann erst unterhalb Weiden, im Unterwasser der Schirmitzer Mühle gewonnen werden, ebenso verlangt die Vorflutgewinnung für den Weidener Abschnitt die Fortsetzung des Unternehmens bis ins Unterwasser der Pirkmühle, wo gleichzeitig für den untersten Abschnitt bei Schirmitz die notwendige Abwässerung ermöglicht wird. Auch die Hochwasserableitung verlangt, daß der Talabschnitt zusammengefaßt wird. Im einzelnen sind folgende Maßnahmen durchzuführen:

1. Regulierung der Waldnab vom Beginn des Unternehmens unterhalb Neustadt a. d. Waldnab bis zum einzubauenden Hochwassereinlaßwehr etwa 1 km oberhalb des obersten Triebwerks Hammerharlesberg,
2. Ausbau eines Hochwasserkanals vom genannten Hochwassereinlaßwehr bis ins Unterwasser der Pirkmühle, des untersten Triebwerkes des ins Unternehmen einbezogenen Talabschnitts zur Aufnahme und unschädlichen Abführung der Sommerhochwässer in den Gebieten für landwirtschaftliche Entwässerung und der Katastrophenhochwässer im Stadtgebiet Weiden,
3. Ausbau der jetzt bestehenden Waldnab als Werkkanal für die Triebwerke und als Wasserzuleiter für die zu erhaltende Bewässerung,
4. Ausbau eines Hochwasserauslaßwehres mit Mühlkanaleinlaufbauwerk am Beginn des Hochwasserkanals etwa 1 km oberhalb des Werkes Hammerharlesberg zur Führung des Hochwassers zum Hochwasserkanal und zur Zuleitung des Werkwassers und Wässerwassers in den Werkkanal,
5. Bau zweier Unterführungen des Werkkanals ober- und unterhalb Weiden unter dem Hochwasserkanal,
6. Anlage mehrerer Wehre im Hochwasserkanal etwa in Verbindung mit breiten geländewellenartig ausgebauten, niederen Staudämme quer zum Tal, um nach der Talentwässerung eine etwa noch für notwendig erachtete Bewässerung durch Überstauung durchführen zu können,
7. Auflassung der Stadtmühle in Weiden, hauptsächlich aus städtebaulichen Rücksichten,
8. Anpassung der sechs Triebwerke im Bauabschnitt an die Regulierung,
9. Umbau der bestehenden Flutbrücke in Weiden zur Anpassung an den durch sie zu führenden Hochwasserschlauch,
10. Errichtung von elf Wirtschaftsbrücken aus Eisenbeton, über den Hochwasserkanal und die als Werkkanal ausgebaute Waldnab,
11. Anpassung des Freisgrabens bei Edeldorf, der Schweinenab, des Almers- und Weidingbaches bei Weiden und des Pfaugrabens bei Moosbürg durch Regulierung an den Hochwasserkanal und endlich die Führung von 21 Entwässerungsgräben zur Entwässerung der Talsenken.

Das Einzugsgebiet der Waldnab umfaßt bei der Eisenbahnbrücke in Neustadt a. d. Waldnab am Beginn der Regulierung rd. 700 km² und an ihrem Ende bei Rothenstadt rd. 936 km².

Unter Einteilung des Talbeckens in drei Abschnitte (Abschnitt I Neustadt a. d. Waldnab-Mündung der Schweinenab oberhalb Weiden; Abschnitt II Mündung der Schweinenab-Unterführung der Waldnab und Mühlkanal unter dem Hochwasserkanal unterhalb der Leihstadtmühle in Weiden; Abschnitt III von hier ins Unterwasser der Pirkmühle oberhalb Rothenstadt) ergeben sich folgende abzuführende Wassermengen in m³/Sek.:

	Mindestspenden	Wassermengen im Abschnitt I mit $E = 765$ km²	Wassermengen im Abschnitt II mit $E = 900$ km²	Wassermengen im Abschnitt III mit $E = 936$ km²
Niederwasser . . .	$q_1 = 0{,}004$	$Q_1 = 3{,}1$	$Q_1 = 3{,}6$	$Q_1 = 3{,}75$
Mittelwasser	$q_2 = 0{,}008$	$Q_2 = 6{,}2$	$Q_2 = 7{,}2$	$Q_2 = 7{,}5$
Sommerhochwasser .	$q_3 = 0{,}05$	$Q_3 = 38{,}0$	$Q_3 = 45{,}0$	$Q_3 = 47{,}0$
Winterhochwasser . .	$q_4 = 0{,}07$	$Q_4 = 53{,}5$	$Q_4 = 63{,}0$	$Q_4 = 65{,}5$
Kanalhochwasser . .	$q_5 = 0{,}21$	$Q_5 = 161{,}0$	$Q_5 = 189{,}0$	$Q_5 = 196{,}0$

Die Wasserspenden wurden in Anlehnung an die von Ministerialrat Prof. Weigmann entworfenen Kurventafeln nach Maßergebnissen bei dem gleich großen Einzugsgebiet an der etwa 10 km unterhalb in die Waldnab mündenden Heidenab unter Berücksichtigung der starken Bewaldung und der großen wasserhaltenden Weiherflächen im oberen Teil des Einzugsgebietes geschätzt. Eine über zwölf Jahre sich erstreckende Beobachtung (1904 bis 1915) ergab, daß die Wasserspenden von 0,035 m³/Sek./km² neunmal, die von 0,05 m³/Sek./km² nur zweimal und nur um ein geringes überschritten wurde. Nieder- und Mittelwassermengen lieferten ebenfalls die geschätzten Wasserspenden.

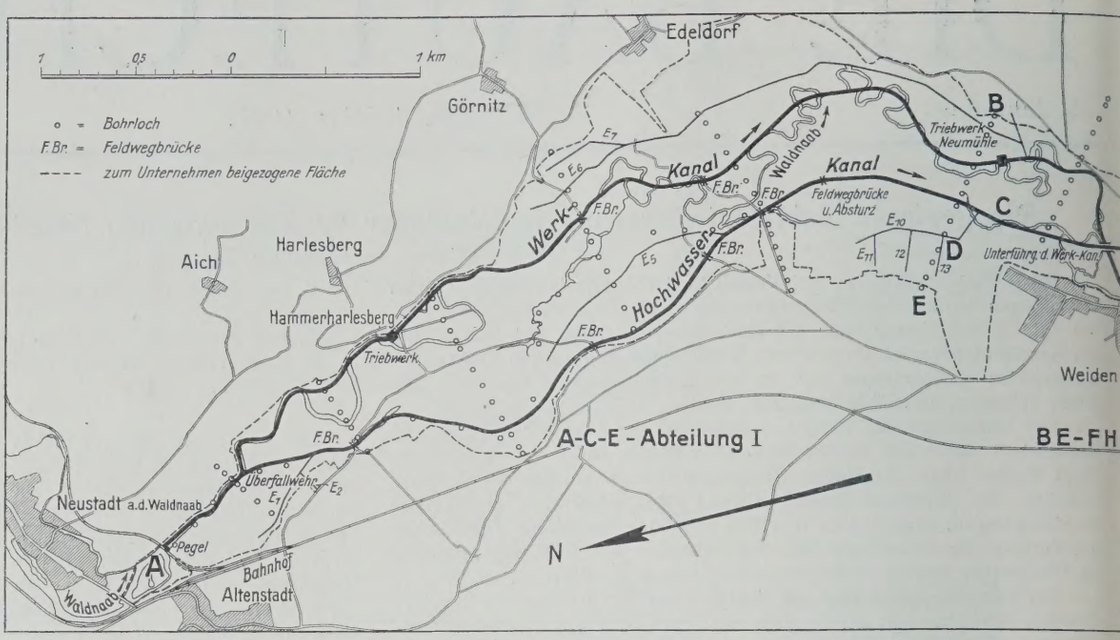
Am Beginn des Unternehmens werden durch Regulierung der Waldnab von der Eisenbahnbrücke in Neustadt bis zum einzubauenden Wehr oberhalb des Triebwerkes Hammerharlesberg die Sommerhochwässer im Flußbett zusammengefaßt und sodann durch ein Überfallwehr mit Einlaßbauwerk das Wasser so verteilt, daß die Werk- und Wässerwasser (10 m³/Sek.) der als einziger Werkkanal für alle sechs Triebwerke im Bauabschnitt ausgebauten Waldnab zugeführt werden und die übrigen Wassermengen über den festen Überfall zum Hochwasserschlauch fließen.

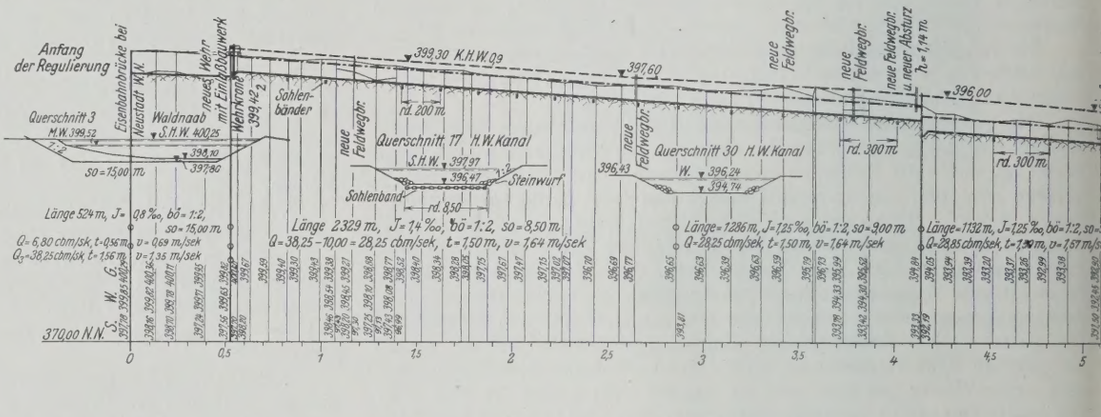
Am Werkkanal werden entsprechend der Betriebswassermenge des best ausgebauten Werkes bis zu 8 m³/Sek. ohne Überlauf über das Wehr zugeführt und hiernach unter Beachtung der Eichpfahlhöhe der Hammerharlesbergemühle und der Abmessungen des Werkkanals die Wehrkrone auf Höhe 399,42 festgelegt. Die mit Hochwasserschildern versehene Einlaßöffnung zum Werkkanal und der Werkkanal selbst werden für 10 m³/Sek. Wasserführung ausgebaut. Die 2 m³/Sek. Überwasser über die höchsten Betriebwassermengen der Werke hinaus und auch das sonst von ihnen nicht benötigte Wasser steht der Landwirtschaft zum Wässern zur Verfügung. Bei einer Kronenbreite von 18,8 m (einschließlich des 3,5 m breiten Grundablasses) und bei bordvollem Lauf im Oberwasser leistet das Wehr 28 m³/Sek.; Werkkanal und Wehr führen also zusammen die 38 m³/Sek. großen Sommerhochwässer ohne Überflutung ab. Der Grundablaß kommt für die Hochwasserableitung nicht in Betracht. Er soll zur Flußschlauchspülung und zur Werkkanalräumung geöffnet werden (s. Plan 4).

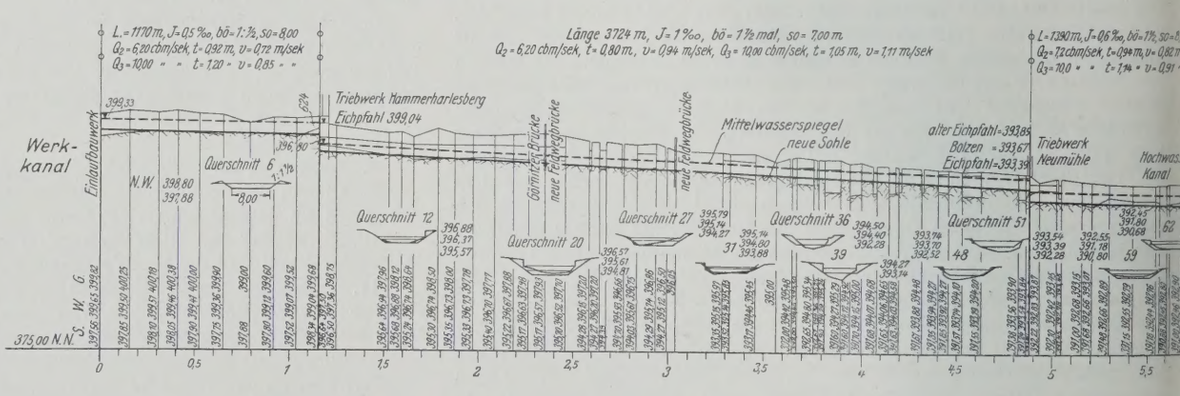
Der Hochwasserschlauch (s. Plan 2) folgt dem Hochwasserstromstrich und wird für die errechneten Sommerhochwassermengen in den einzelnen Abschnitten ausgebaut. Im Stadtgebiet Weiden werden zu beiden Seiten des Hochwasserkanals Dämme aufgeschüttet zur geschlossenen Abführung von Hochwässern bis zu 200 m³/Sek., der Wasserführung der Hochwasserkatastrophe im Winter 1909. Zur Vorflutbeschaffung für die Grundwasserspiegelabsenkung auf 0,7 m unter Geländeoberfläche bildet eine mittlere Schlauchtiefe von 1,5 m die untere Grenze, größere Tiefen auf längeren Strecken könnten auf den leichten Böden des Tales zu einer schädlichen Austrocknung führen. In trockenen Jahren wird durch Wässern dieser Gefahr zu begegnen sein.

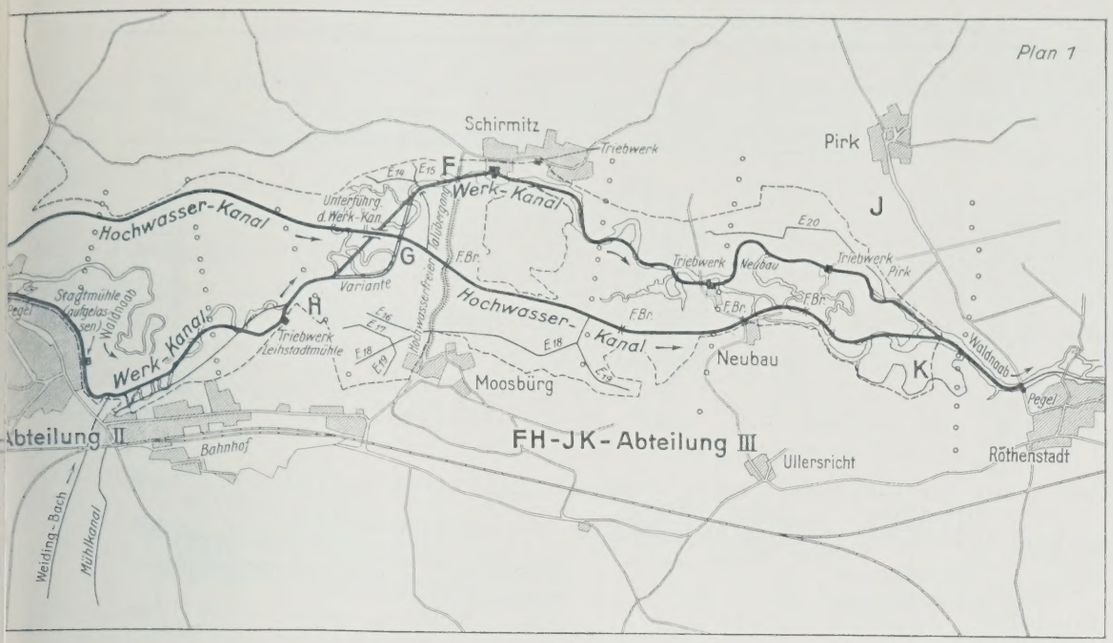
Die folgende Tabelle (S. 120) gibt über die Wasserführung und Querschnittsabmessungen Aufschluß.

Bei Querschnitt 4[138] durchzieht das Tal eine geologische Verwerfung, die einen deutlichen Geländeabfall verursacht hat. In Verbindung mit einer Brücke wird dort ein etwa 1 m hoher Absturz zur Berechnung des Sohlengefälles eingebaut. Die Strecken der Hochwasserdämme durchfließen die Katastrophenhochwässer mit Geschwindigkeiten bis zu 2,0 m und mit Schleppkraftwerten (nach Kreuter $G = 1000\, t\, \varrho$) bis zu 3,9 kg/cm². Auf die Länge dieser Strecke ist zur Erhaltung der Standfestigkeit das eigentliche Flußbett vollkommen auszupflastern, die Vorländer und Dämme (2 m Kronenbreite, Böschung 1 : 2 wasserseitig, 1 : 3 landseitig) werden mit Rasen belegt. In den Strecken mit Sommerhochwasserführung ober- und unterhalb werden auch meist Wassergeschwindigkeiten von mehr als 1,5 m/Sek. und Schleppkraftwerte bis zu 2,0 kg/cm² erreicht. Bei dem feinkörnigen Kies muß mit Sohlangriffen gerechnet werden. Zur Sicherung

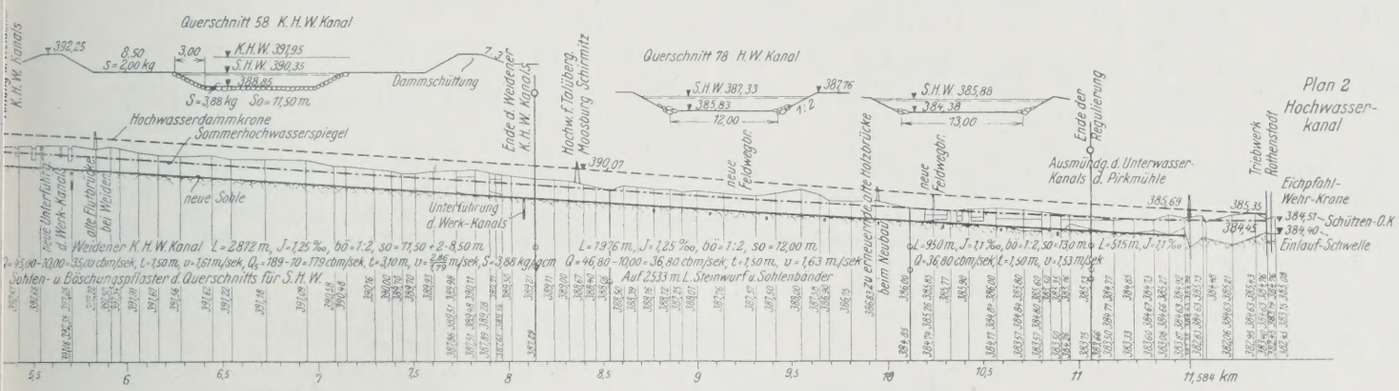


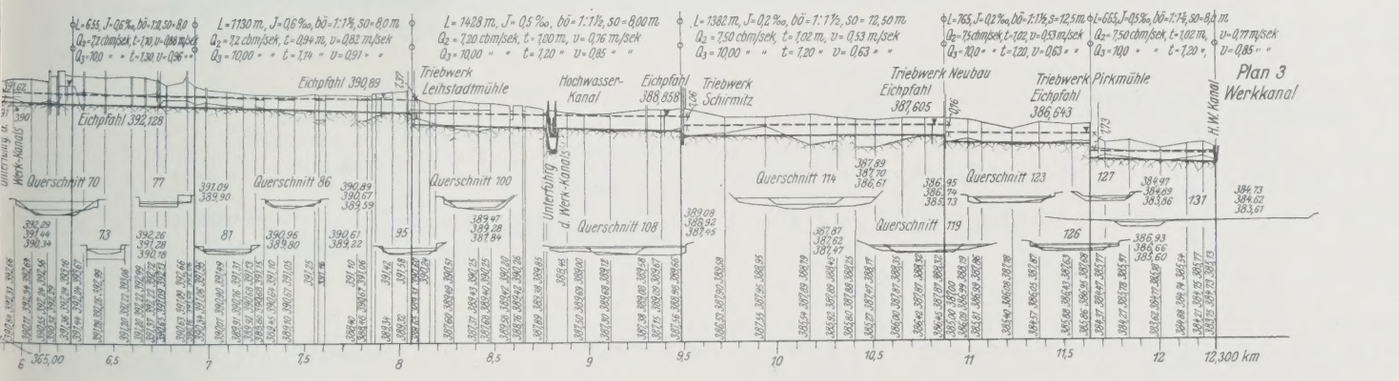






Böschungsfüße werden durch Stangen oder Faschinen festgelegt. Bei den geringen Wassergeschwindigkeiten im Werkkanal (0,9 m/Sek.) sind Ufer und Sohlenangriffe nicht zu befürchten. Im Weidener Stadtgebiet wird das Wasser zwischen Ufermauern geführt. An den Triebwerken selbst wird im Entwurf nichts geändert. Den Ausbau des durch Verkürzung des alten Stadtbaches und Auflassung der Stadtmühle in Weiden gewonnenen Gefälles von je 0,5 m bleibt den Werkbesitzern überlassen. Bei den Talüberquerungen oberhalb und unterhalb Weiden ist der Werkkanal unter dem Hochwasserschlauch zu unterführen. Die beiden 52 m langen Unterleitungen (Plan 5) gelangen in Beton mit drei Öffnungen von 1,25/2,3 m und kleinen Schlammbecken am unteren Ende zur Ausführung.





der Sohlenlage und des späteren endgültigen Ausbaues nach Anpassung an die Wasserführung werden versenkte Sohlenbänder aus Bruchsteinen und Steinwurf an den Böschungsfüßen vorgesehen und im Kostenanschlag ein Betrag für die Nachschaffung der im Laufe der ersten Jahre der Wirkung der Hochwasserführung nachgesunkenen Steinwürfe und die Ausfüllung besonders tiefer Kolkungen vorgesehen. Die Böschungen 1 : 2 werden mit Rasen belegt.

Der Einbau von Stauwehren in den Hochwasserkanal zur Aufstauung des Wassers und Überflutung des Geländes zur Bewässerung geschieht nach Bedarf. Es steht zu erwarten, daß die meisten Landwirte nach Umstellung ihrer extensiven Wiesenwirtschaft auf eine gründliche mit Düngung und Pflege und guten Wiesengräsern auf die Wässerung durch Aufstau verzichten werden.

Der Werkkanal (Plan 3) erhält Abmessungen für 10 m³/Sek. Wasserführung, bei Böschung1 : 1,5 Sohlenbreite von 8 m und eine mittlere Tiefe von 1,2 m. Besondere Sicherungen sind nicht vorgesehen. Oberhalb des Stauwasserspiegels werden die Böschungen mit Rasen belegt. Die Jede der drei Öffnungen ist durch Schützenbretter verschließbar. Die Dücker führen bei 12 cm Aufstau 8 m³/Sek., bei 18 cm Aufstau 10 m³/Sek. und bei 40 cm 15 m³/Sek.

Besondere Auslaßöffnungen in Form einfacher, mit Staubrettern verschließbarer Überfallkanten für die Wässerungen werden nach Bedarf eingebaut. Im Staubereich der Triebwerke wird der Wasseraustritt für die Bewässerung durch Bretteraufsatz auf die Stauwehre bewirkt.

Der Weidingbach, der ein kleines Werk in Weiden mit Wasser versorgt, wird im Talgebiet als Entwässerungsgraben ausgebaut und kurz oberhalb der Leihstadtmühle unter den Werkkanal hindurch zum Flutkanal geführt. Der geringe Wasserentzug durch diese Mittelwasserableitung des Weidingbaches wird durch Gefällverbesserungen und Befreiung von monatelangem Hinterwasser bei den unteren Triebwerken reichlich ausgeglichen (Plan 1).

Die vorgesehenen Entwässerungsgräben vermitteln die Vorflut des Hochwasserkanals unmittelbar an die Talsenkungen, die sie durchziehen (Plan 1).

Zusammenstellung der Querschnittbemessungen.

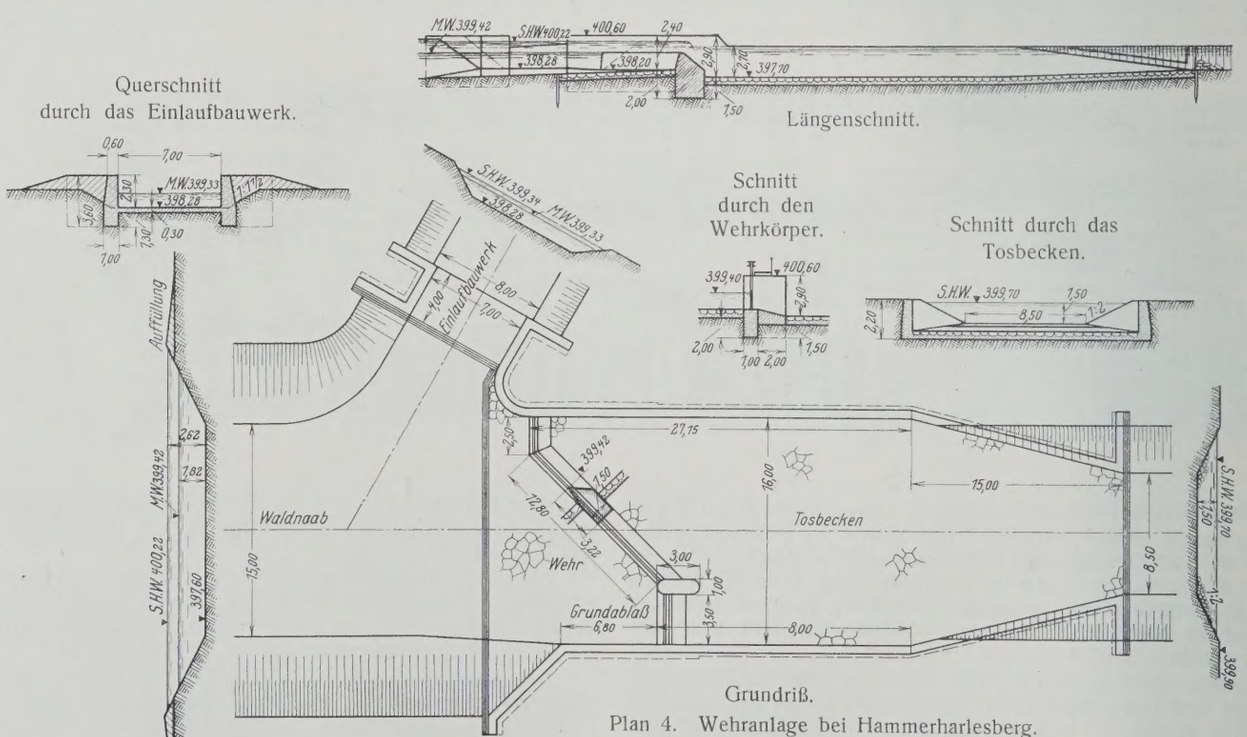
Fluß- bezw. Kanalstrecke	E km²	Art der Wassermenge	q m³/Sek. km²	Q m³/Sek.	t m	so m	$bö$	F m²	p m	R m	J ‰	c	v m/Sek.	Q m³/Sek.	S kg	m
Vom Profil 5 bis Profil 29	765	Sommerhochwasser	0,050	38,25 — 10,00 = 28,25	1,50	8,50	1 : 2	17,25	15,22	1,13	1,4	0,0580	1,64	28,29	2,10	$L = 2329$
Vom Profil 29 bis Profil 37	765	Sommerhochwasser	0,050	28,25	1,50	9,00	1 : 2	18,00	15,72	1,14	1,25	0,0556	1,57	28,26	1,88	$L = 1286$ Absturzhöhe 1,14
Vom Profil 37 bis Profil 47 (Ausmündung der Schweinenab)	765	Sommerhochwasser	0,050	28,25	1,50	9,00	1 : 2	18,00	15,72	1,14	1,25	0,0556	1,57	28,26	1,88	$L = 1132$
Vom Profil 47 bis Profil 67 (Hochwasserschlauch in der Stadtgemeinde Weiden)	900	Sommerhochwasser	0,050	45,00 — 10,00 = 35,00	1,50	11,50	1 : 2	21,75	18,22	1,19	1,25	0,0460	1,61	35,02	1,88	—
		Katastrophenhochwasser	0,050	189,00 — 10,00 = 179,00	3,10 und 1,60	11,50 und 28,50	1 : 2	$F_1 = 49,45$ $F_2 = 32,32$	$U_1 = 18,20$ $U_2 = 24,16$	$R_1 = 2,73$ $R_2 = 1,34$	1,25	0,0460	$v_1 = 2,86$ $v_2 = 1,79$	$Q_1 = 142,28$ $Q_2 = 57,85$ 200,14	3,88 2,00	— —
Vom Profil 67 bis Profil 85	936	Sommerhochwasser	0,050	46,80 — 10,00 = 36,80	1,50	12,00	1 : 2	22,50	18,72	1,20	1,25	0,0444	1,63	36,68	1,88	$L = 1976$
Vom Profil 85 bis Profil 91	936	Sommerhochwasser	0,050	36,80	1,50	13,00	1 : 2	24,00	19,72	1,21	1,1	0,0417	1,53	36,72	1,65	$L = 950$
Vom Profil 0 bis 5 (Waldnab)	765	Mittelwasser	0,008	6,20	0,56	15,00	1 : 2	9,03	17,48	0,51	0,8	0,1117	0,69	6,23	0,45	$L = 524$
		Sommerwasser	0,050	38,25	1,56	15,00	1 : 2	28,27	21,92	1,29	0,8	0,0354	1,35	38,16	1,25	—

Zwischen Schirmitz und Moosbürg wird im Anschluß an die Hochwasserdämme des Weidener Stadtgebietes über Katastrophenhochwasserhöhe ein Straßendamm geschüttet und durch Ausbau einer Bezirksstraße auf ihm, eine Flutbrücke über den Hochwasserkanal und eine Verkehrsbrücke über den Werkkanal, ein hochwasserfreier Talübergang von Schirmitz nach Moosbürg und Weiden in erster Linie für die in Schirmitz wohnenden und in Weiden beschäftigten Arbeiter hergestellt (Plan 1).

2. alle Grundstücke, die entwässerungsbedürftig sind und denen die zum gedeihlichen Wiesenpflanzenwachstum notwendige Vorflut durch entsprechende Grundwasserspiegelabsenkung geschaffen wird,

3. die Grundstücke im Stadtgebiet Weiden, die auch von den größten Hochwässern befreit und durch die gebotene Vorflut Bebauungsgebiet der Stadt werden,

4. die Stadt Weiden, die ein großes zur bestehenden Stadt günstiges Baugebiet und Vorflut für ihre Kanalisation erhält,



Plan 4. Wehranlage bei Hammerharlesberg.

Fläche.

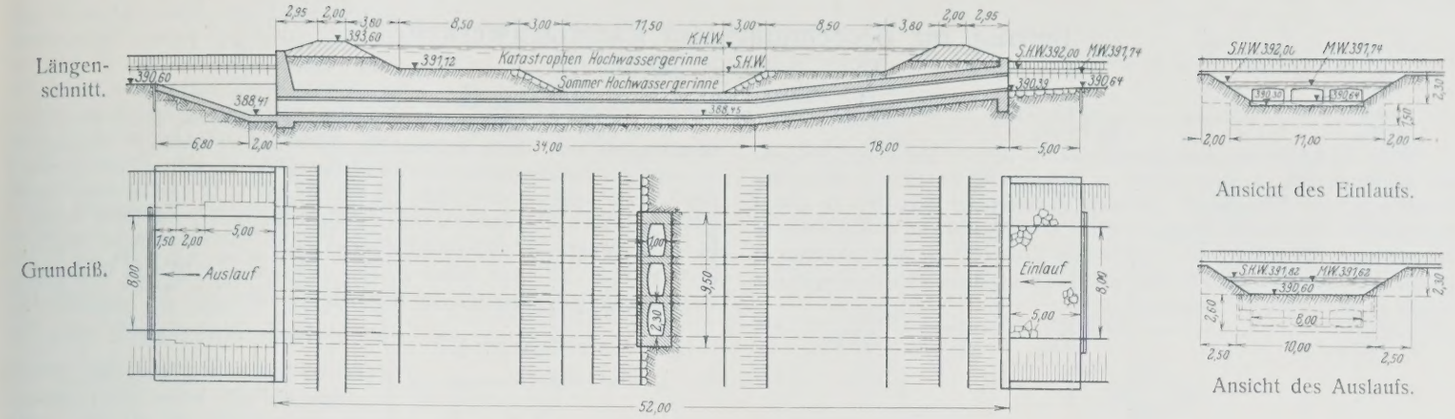
Ins Unternehmen werden die Grundstücke einbezogen, auf die sich die nutzbringenden Wirkungen der getroffenen Anordnungen erstrecken:

1. alle Grundstücke, die vor Überflutung im Sommer oder vor Katastrophenhochwasser geschützt werden,

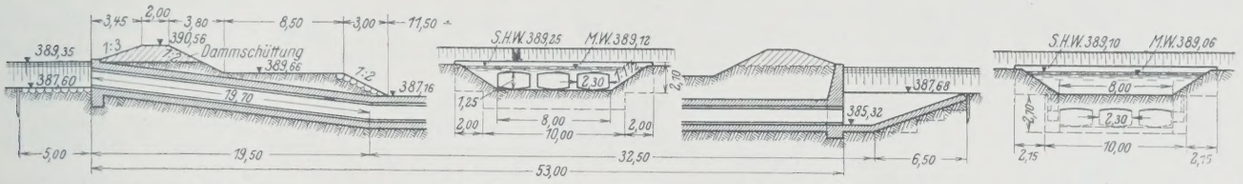
5. die Gemeinde Schirmitz, der Bezirk Neustadt a. d. Waldnab und die Stadt Weiden zusammen für die Herstellung des hochwasserfreien Talüberganges Schirmitz—Moosbürg und

6. die Besitzer der Triebwerke Hammerharlesberg und Neumühle für den Gefällgewinn ihrer Werke.

Die beigezogene Fläche umfaßt etwa 850 ha = rd. 2495 Tagwerke.



Plan 5a. Dücker unterhalb der Neumühle.



Plan 5b. Dücker der Leihstadtmühle.

Kosten und Kostenverteilung.

Die Gesamtkosten des Unternehmens betragen 1 690 000 R.-M. einschl. einer Unterhaltungsrücklage von 102 000 R.-M. Zum Ausbau der offenen Fluß-, Kanal- und Grabenläufe sind 504 415 m³ Boden zu fördern und auch ein Mittel 500 m zur Einebnung der Altwässer und Dammschüttungen zu verfahren. Die Kunstbauten gelangen in Beton oder Eisenbeton zur Ausführung. Die Ausführung der Arbeiten ist unter weitestgehender Verwendung von Maschinen (Bagger-Lokomotivenbetrieb usw.) geplant. Es sind aber trotzdem noch 130 000 Arbeitertagschichten zu leisten. Über die Art der Bauausführung hat der Bauherr zu entscheiden.

Als Unternehmer kommt eine öffentliche Wassergenossenschaft in Betracht, zu der sich die Besitzer der ins Unternehmen einbezogenen Grundstücke, die Stadt Weiden, der Bezirk Neustadt a. d. Waldnab und die Gemeinde Schirmitz zusammenzuschließen haben. Die Gründung geschieht nach Art. 110, Abs. 1 des bayer. W. G.

Ohne einer späteren, anders gearteten Regelung durch die Genossenschaft vorgreifen zu wollen, wird folgende Kostenverteilung für zweckmäßig erachtet:

1. Landwirtschaft (2495 Tagwerke)		960 000 R.-M.
2. Baugebiet in Weiden (300 Tagwerke)		300 000 „
3. Stadt Weiden (Kanalisation und Stadterweiterung)		300 000 „
4. Hochwasserfreier Talübergang:		
a) Stadt Weiden	als beteiligte	30 000 „
b) Bezirk Neustadt a. d. Waldnab	öffentliche	30 000 „
c) Gemeinde Schirmitz	Lastenträger	30 000 „
5. Triebwerkbesitzer:		
a) Hammerharlesberg (Gewinn 43 PS erh.)		21 500 „
b) Neumühle (Gewinn 37 PS erh.)		18 500 „
Gesamtkosten		1 690 000 R.-M.

Die 960 000 R.-M. für die Landwirtschaft sind von 2495 Tagwerken zu tragen; auf 1 Tagwerk treffen daher im Durchschnitt 385 R.-M.

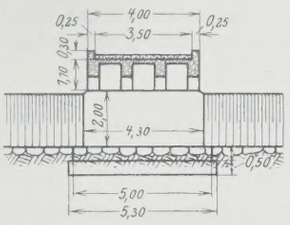
Bei Einteilung der Gesamtfläche in drei Zahlungsklassen

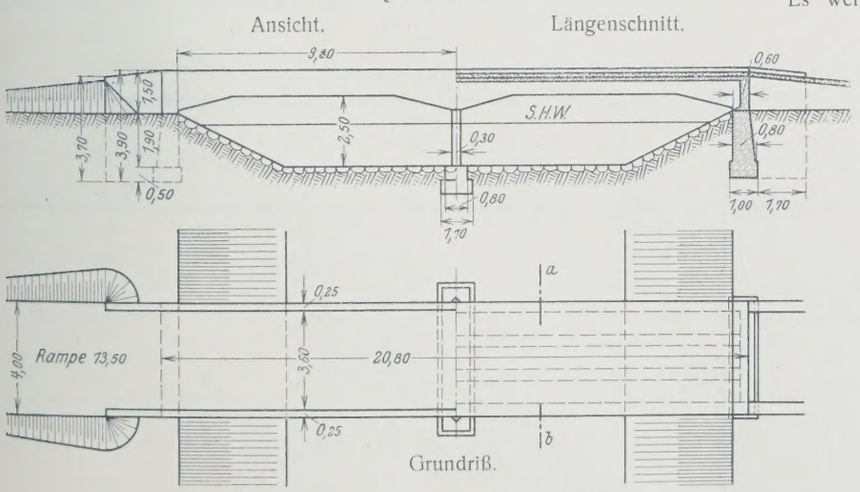
Klasse 1: vollkommen versumpft und überschwemmt,
„ 2: naß und überschwemmt,
„ 3: weniger naß und nicht immer überschwemmt,

die etwa im Verhältnis 45 : 35 : 20 abzustufen wären, würden sich folgende Tagwerkbelastungen in abgerundeten Zahlen ergeben:

Klasse 1 (etwa 1600 Tagwerke) = 435 R.-M.
„ 2 („ 630 „) = 340 „
„ 3 („ 265 „) = 195 „

Für das Baugebiet der Stadt Weiden etwa 300 Tagwerke unmittelbar südlich und östlich der Stadt wird eine Durchschnittsbelastung von 1000 R.-M. über die Belastung als landwirtschaftliche Grundstücke hinaus angesetzt.





Plan 6. Eisenbetonfeldwegbrücke Normale.

Wirtschaftlichkeit.

Vom volkswirtschaftlichen Standpunkte aus ist die Ausführung des Unternehmens unter allen Umständen gutzuheißen.

Es werden rd. 2500 Tagwerk Wiesenfläche in unmittelbarer Nähe eines großen Versorgungsgebietes mit einer Stadt mit 20 000 Einwohnern vor wertzerstörenden Überschwemmungen geschützt und in ihren Erträgen nach Menge und Güte gesteigert. Dadurch wird die Grundlage für eine gründliche Fleisch- und Milchwirtschaft in den beteiligten Wirtschaftsanwesen geschaffen und eine bessere Nahrungsmittelversorgung der Stadt Weiden angebahnt.

Die Weg- und Zufahrtverhältnisse im ganzen Talabschnitt werden verbessert und gesichert. Die Gewinnung von 80 PS Wasserkraft ist wenigstens für die örtliche Energiegewinnung nicht ohne Bedeutung. — Zahlenmäßig sind diese Folgen der Entwurfausführung nicht durchaus faßbar. Ihre hohen wirtschaftlichen und kulturellen Vorteile dürften aber mit gutem Grunde nicht zu bestreiten sein.

Rein rechnungsmäßig ergibt sich aus dem Ernteschutz und der Ertragsmehrung ein Reinmehrertrag von 96 000 R.-M. Rein zahlenmäßig verzinst sich daher das für die Landwirtschaft aufzuwendende Gesamtkapital mit etwa 10 %. — Die gesamte zahlenmäßig erfaßbare Werterhöhung (landwirtschaftlich benutzte Geländestücke, neues Baugelände, Kanalisationsgebiet der Stadt und Wasserkraft) beträgt 4 450 000 R.-M.

Alle Rechte vorbehalten.

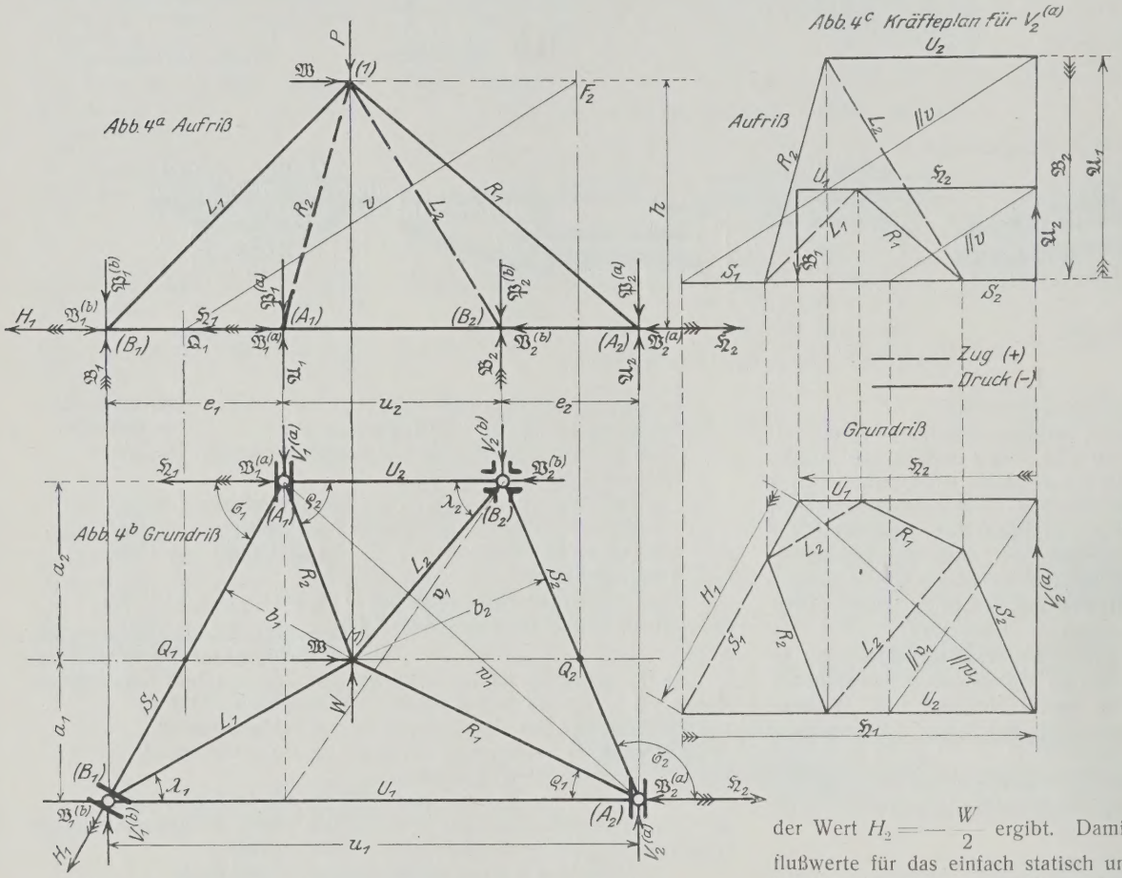
Beitrag zur Berechnung von Raumfachwerken.

Von **L. Geusen** in Dortmund.

(Schluß aus Heft 7.)

III.

Wird die Länge des Obergurtstabes O in Abb. 1 gleich Null, so geht das Raumfachwerk in das in Abb. 4 dargestellte Zeltdach über. Die Bestimmung der Stützdrücke geschieht grundsätzlich nach den in Abb. 1 angegebenen Verfahren. Beispielsweise sind in Abb. 4c die Stützdrücke bei alleiniger Einwirkung der wagerechten Kraft $V_2^{(a)}$ im Auflagerpunkt A_2 gemäß Abb. 1k u. 1 ermittelt; der aus ihnen abgeleitete Gesamtkräfteplan bedarf keiner weiteren Erläuterung.



Für das Zeltdach über rechteckigem Grundriß (Abb. 5) enthält die nachfolgende Zusammenstellung die Einflußwerte der einzelnen Kräfte auf die Stützdrücke und Spannkräfte; sie ergeben sich mit $b = \frac{u}{2}$ unmittelbar aus den Werten der früheren Zusammenstellung, wenn man beachtet, daß an Stelle der Gl. 1 u. 2 hier die Gleichungen

$$\mathfrak{L}_1 + \mathfrak{R}_1 = -\frac{P}{2} + W\frac{h}{2a} \quad \text{und}$$

$$\mathfrak{L}_2 + \mathfrak{R}_2 = -\frac{P}{2} - W\frac{h}{2a} \quad \text{treten.}$$

Wird auch das Auflager B_2 in ein Linienauflager mit einem lotrechten Stützdruck $\mathfrak{B}_2$ und einem wagerechten Stützdruck H_2 (Abb. 6) verwandelt, so wird das Raumfachwerk wieder in bezug auf H_2 statisch unbestimmt. Die statisch unbestimmte Größe H_2 soll für das in der Anwendung wichtigste Zeltdach über quadratischem Grundriß (Abb. 7) abgeleitet werden. Die in der nebenstehenden Zusammenstellung (S. 123) aufgeführten Werte $\mathfrak{S}$ sind der Zeile $V_2^{(b)}$, die Werte $\mathfrak{S}_0$ aber den Zeilen P, W und $\mathfrak{W}$ der vorhergehenden Zusammenstellung entnommen, wobei $u = 2a$ zu setzen ist.

Es ergibt sich zunächst $\sum \mathfrak{S}\frac{s}{EF} = 0$; daher wird nach Gl. 28 bei einer für alle Stäbe gleich großen Temperaturänderung $H_2^{(t)} = 0$; das Fachwerk dreht sich im Grundriß um den Knotenpunkt (1), wie in Abb. 7b gestrichelt angedeutet, ohne daß eine Beanspruchung seiner Auflager und Stäbe eintritt. Ferner ergibt sich sowohl für die Belastung P als auch für die Belastung $\mathfrak{W}$ der Wert $\sum \mathfrak{S}_0 \mathfrak{S}\frac{s}{EF} = 0$, wenn den vier Stäben L und R dieselbe Querschnittsfläche F_r, den vier Stäben U und S aber dieselbe Querschnittsfläche F_u beigelegt wird, was in der Anwendung stets zutrifft; für diese Belastungen ist daher $H_2 = 0$. Endlich ergibt sich für die Belatung W der Wert

$$\sum \mathfrak{S}_0 \mathfrak{S}\frac{s}{EF} = -\frac{1}{2a^2}\left(\frac{r^3}{E_r F_r} + \frac{a^3}{E_u F_u}\right),$$

so daß sich mit

$$\sum \mathfrak{S}^2\frac{s}{EF} = \frac{1}{a^2}\left(\frac{r^3}{E_r F_r} + \frac{a^3}{E_u F_u}\right)$$

der Wert $H_2 = -\frac{W}{2}$ ergibt. Damit sind nunmehr nach Gl. 27 die Einflußwerte für das einfach statisch unbestimmte Zeltdach (Abb. 7) der vorhergehenden Zusammenstellung hinzugefügt.

IV.

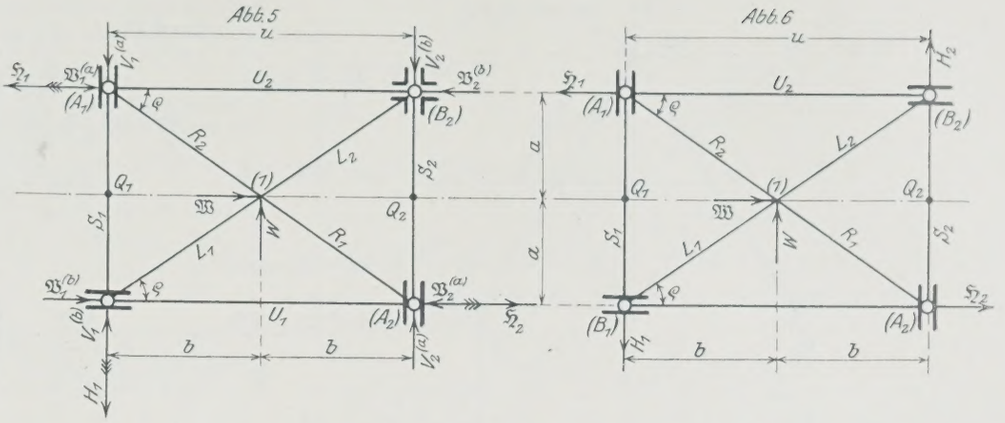
Bei hohen Turmdächern wird eine Unterteilung der Rippen L und R durch Zwischenringe und Diagonalen erforderlich, wie in Abb. 7a u. b gestrichelt angedeutet. Die Spannkräfte O der Ring- und D der Diagonalstäbe sind von der statisch unbestimmten Größe H_2 unabhängig,[2]) haben

[2]) Vergl. Müller-Breslau, „Beitrag zur Theorie des räumlichen Fachwerkes“ im Zentralbl. der Bauverwaltung 1892 und des Verfassers „Beitrag zur Berechnung Schwedlerscher Raumfachwerkträger“ in der „Bautechnik“ 1923, Heft 55.

II. Einflußwerte für das Zeltdach über rechteckigem Grundriß (Abb. 5).

	Stützdrücke							Spannkräfte							
	$\mathfrak{A}_1$	$\mathfrak{B}_1$	$\mathfrak{A}_2$	$\mathfrak{B}_2$	H_1	$\mathfrak{H}_1$	$\mathfrak{H}_2$	$\mathfrak{L}_1$	$\mathfrak{L}_2$	$\mathfrak{R}_1$	$\mathfrak{R}_2$	U_1	U_2	S_1	S_2
P	$+\frac{1}{4}$	$+\frac{1}{4}$	$+\frac{1}{4}$	$+\frac{1}{4}$	0	0	0	$-\frac{1}{4}$	$-\frac{1}{4}$	$-\frac{1}{4}$	$-\frac{1}{4}$	$+\frac{u}{8h}$	$+\frac{u}{8h}$	$+\frac{a}{4h}$	$+\frac{a}{4h}$
W	$+\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{2a}$	0	0	+1	$-\frac{u}{4a}$	$-\frac{u}{4a}$	$+\frac{h}{2a}$	0	0	$-\frac{h}{2a}$	$-\frac{u}{4a}$	0	$+\frac{1}{2}$	0
$\mathfrak{W}$	$-\frac{h}{2u}$	$-\frac{h}{2u}$	$+\frac{h}{2u}$	$+\frac{h}{2u}$	0	$+\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{2}$	$+\frac{h}{2u}$	$-\frac{h}{2u}$	$-\frac{h}{2u}$	$+\frac{h}{2u}$	$-\frac{1}{4}$	$+\frac{1}{4}$	$-\frac{a}{2u}$	$+\frac{a}{2u}$
$V_2^{(a)}$	$+\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{2a}$	$+\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{2a}$	+1	$-\frac{u}{2a}$	$-\frac{u}{2a}$	$+\frac{h}{2a}$	$+\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{2a}$	$-\frac{u}{4a}$	$-\frac{u}{2a}$	$+\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{2}$
$V_2^{(b)}$	$-\frac{h}{2a}$	$+\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{2a}$	$+\frac{h}{2a}$	−1	$+\frac{u}{2a}$	$+\frac{u}{2a}$	$-\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{2a}$	$+\frac{h}{2a}$	$+\frac{h}{2a}$	$+\frac{u}{4a}$	$+\frac{u}{2a}$	$-\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{2}$

also dieselbe Größe wie beim statisch bestimmten System ($H_2 = 0$, Abb. 5). In Abb. 7c ist das mit einem Zwischenring ausgesteifte Turmfachwerk in kleinerem Maßstabe dargestellt und mit den Knotenlasten für Windanfall von links (Belastung $\mathfrak{W}$) versehen. Entfällt auf die Spitze (Abb. 7a) die wagerechte Windlast $\mathfrak{W}$, so entfällt auf die Turmfläche (1) $A_1 B_1$ die Gesamtwindlast $3\,\mathfrak{W}$; diese ist nach dem Hebelgesetz auf die einzelnen Knotenpunkte zu verteilen. In Abb. 7c entfällt auf das obere Dreieck (1) (2) (3) der Winddruck $\frac{3}{4}\,\mathfrak{W}$, auf das untere Trapez aber $\frac{9}{4}\,\mathfrak{W}$; da der Schwerpunkt dieses Trapezes in der Höhe $\frac{h}{b}\,\frac{2a+2a}{2a+a} = \frac{2}{9}\,h$ liegt, so ergeben sich die Knotenlasten



in Punkt (1) zu $\frac{1}{3}\cdot\frac{3}{4}\,\mathfrak{W} = \frac{\mathfrak{W}}{4}$;

in Punkt (2) und (3) je zu $\frac{1}{2}\left(\frac{2}{3}\cdot\frac{3}{4}\,\mathfrak{W} + \frac{2}{9}\cdot 2\cdot\frac{9}{4}\,\mathfrak{W}\right) = \frac{3}{4}\,\mathfrak{W}$;

in Punkt A_1 und B_1 je zu $\frac{1}{2}\cdot\frac{5}{18}\cdot 2\cdot\frac{9}{4}\,\mathfrak{W} = \frac{5}{8}\,\mathfrak{W}$.

Hierin ist $\mathfrak{W} = \frac{1}{3}\,w\,a\,h$ einzuführen, wenn w den Winddruck für 1 m² der lotrechten Projektion bedeutet. Ferner wird (Abb. 4) $\mathfrak{V}_1^{(a)} = \mathfrak{V}_1^{(b)} = 2\,\mathfrak{W} = \frac{2}{3}\,w\,a\,h$; daher nach der Zusammenstellung III: $H_1 = H_2 = 0$; $\mathfrak{H}_1 = -\mathfrak{H}_2 = \mathfrak{V}_1^{(a)} + \frac{\mathfrak{W}}{2} = \frac{3}{2}\,\mathfrak{W}$.[3]) Der hiernach in Abb. 7d u. e gezeichnete Kräfteplan bedarf nur noch dahin der Erläuterung, daß die (der absoluten Größe nach gleichen) lotrechten Stützdrücke (vergl. Zusammenstellung III) aus $\frac{W}{2}$ (Abb. 7d) durch eine Parallele zu v (Abb. 7a) bestimmt werden. Für eine gleichförmig verteilte Last p für 1 m² Grundrißprojektion (Gesamtlast $4\,p\,a^2$) wird entsprechend (Abb. 7a) $P = \frac{4}{3}\,p\,a^2$, daher die Knotenlast

in Punkt (1) $4\cdot\frac{1}{3}\cdot\frac{3}{16}\,P = \frac{1}{4}\,P$;

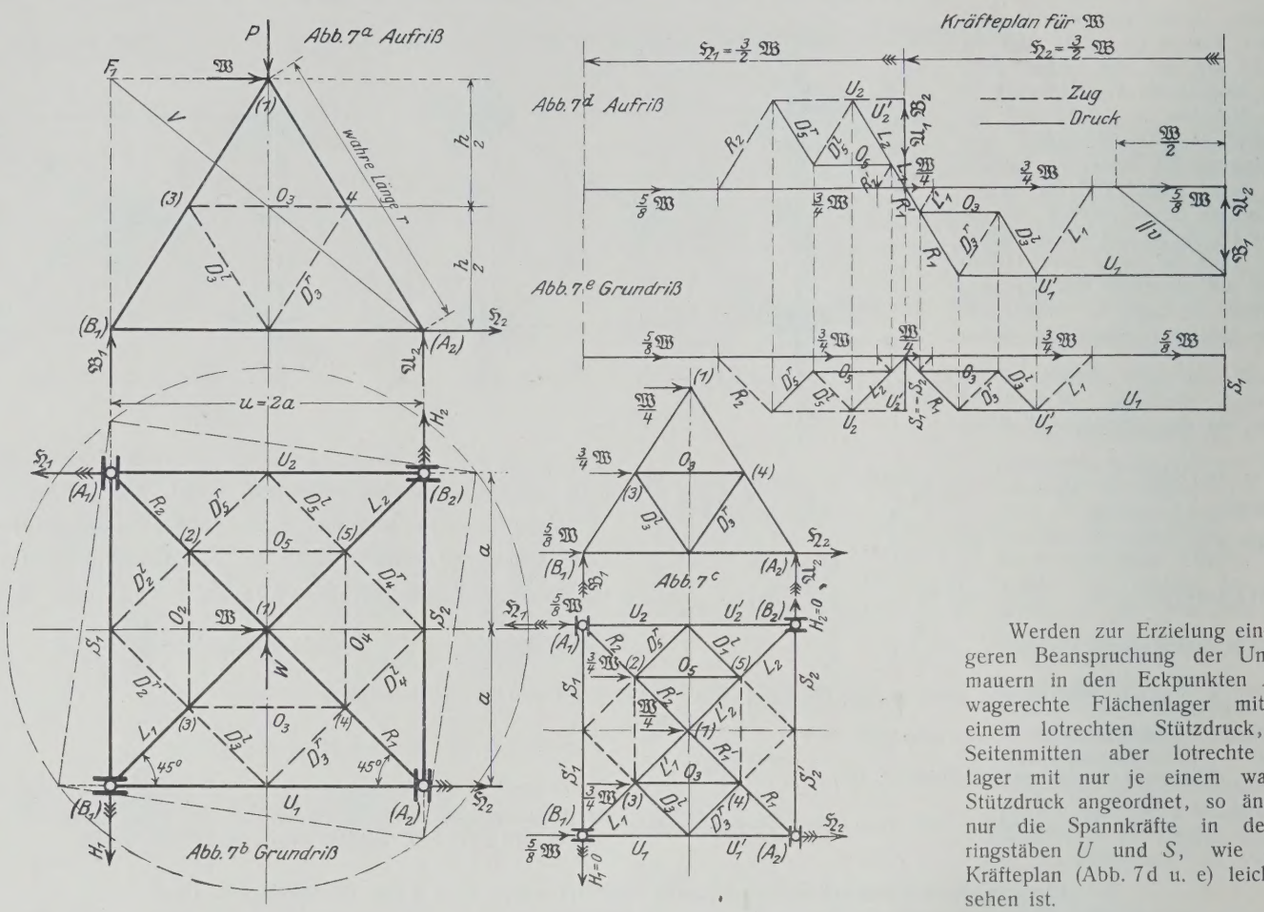
in Punkt (2), (3), (4) und (5) je $\frac{2}{3}\cdot\frac{3}{16}\,P + \frac{9}{16}\,P\cdot\frac{2}{9}\cdot 2 = \frac{3}{8}\,P$;

in Punkt A_1, B_1, A_2 und B_2 je $\frac{9}{16}\,P\cdot\frac{5}{18}\cdot 2 = \frac{5}{16}\,P$.

[3]) Für die Querschnittsflächen F_r der Rippenstäbe R und L sowie F_u der Unterringstäbe U und S dürfen bei der Berechnung der statisch unbestimmten Größe H_2 mittlere Werte eingeführt werden.

Einfach statisch unbestimmtes Zeltdach über quadratischem Grundriß (Abb. 7).

	Berechnung von H_2							III. Einflußwerte			
	$\mathfrak{S}$	$\mathfrak{S}_0$			$\mathfrak{S}\mathfrak{S}_0$			$\mathfrak{S}^2$				
		P	W	$\mathfrak{W}$	P	W	$\mathfrak{W}$		P	W	$\mathfrak{W}$	
$\mathfrak{A}_1$	$-\frac{h}{2a}$	$+\frac{1}{4}$	$+\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{4a}$					$+\frac{1}{4}$	$+\frac{h}{4a}$	$-\frac{h}{4a}$	$\mathfrak{A}_1$
$\mathfrak{B}_1$	$+\frac{h}{2a}$	$+\frac{1}{4}$	$-\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{4a}$					$+\frac{1}{4}$	$-\frac{h}{4a}$	$-\frac{h}{4a}$	$\mathfrak{B}_1$
$\mathfrak{A}_2$	$-\frac{h}{2a}$	$+\frac{1}{4}$	0	$+\frac{h}{4a}$					$+\frac{1}{4}$	$-\frac{h}{4a}$	$+\frac{h}{4a}$	$\mathfrak{A}_2$
$\mathfrak{B}_2$	$+\frac{h}{2a}$	$+\frac{1}{4}$	0	$+\frac{h}{4a}$					$+\frac{1}{4}$	$+\frac{h}{4a}$	$+\frac{h}{4a}$	$\mathfrak{B}_2$
H_1	-1	0	$+1$	0					0	$+\frac{1}{2}$	0	H_1
H_2									0	$-\frac{1}{2}$	0	H_2
$\mathfrak{H}_1$	$+1$	0	$-\frac{1}{2}$	$+\frac{1}{2}$					0	0	$+\frac{1}{2}$	$\mathfrak{H}_1$
$\mathfrak{H}_2$	$+1$	0	$-\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{2}$					0	0	$-\frac{1}{2}$	$\mathfrak{H}_2$
L_1	$-\frac{r}{2a}$	$-\frac{r}{4h}$	$+\frac{r}{2a}$	$+\frac{r}{4a}$	$+\frac{r^2}{8ah}$	$-\frac{r^2}{4a^2}$	$-\frac{r^2}{8a^2}$	$\frac{r^2}{4a^2}$	$-\frac{r}{4h}$	$+\frac{r}{4a}$	$+\frac{r}{4a}$	L_1
L_2	$-\frac{r}{2a}$	$-\frac{r}{4h}$	0	$-\frac{r}{4a}$	$+\frac{r^2}{8ah}$	0	$+\frac{r^2}{8a^2}$	$\frac{r^2}{4a^2}$	$-\frac{r}{4h}$	$-\frac{r}{4a}$	$-\frac{r}{4a}$	L_2
R_1	$+\frac{r}{2a}$	$-\frac{r}{4h}$	0	$-\frac{r}{4a}$	$-\frac{r^2}{8ah}$	0	$-\frac{r^2}{8a^2}$	$\frac{r^2}{4a^2}$	$-\frac{r}{4h}$	$+\frac{r}{4a}$	$-\frac{r}{4a}$	R_1
R_2	$+\frac{r}{2a}$	$-\frac{r}{4h}$	$-\frac{r}{2a}$	$+\frac{r}{4a}$	$-\frac{r^2}{8ah}$	$-\frac{r^2}{4a^2}$	$+\frac{r^2}{8a^2}$	$\frac{r^2}{4a^2}$	$-\frac{r}{4h}$	$-\frac{r}{4a}$	$+\frac{r}{4a}$	R_2
U_1	$+\frac{1}{2}$	$+\frac{a}{4h}$	$-\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{4}$	$+\frac{a}{8h}$	$-\frac{1}{4}$	$-\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$+\frac{a}{4h}$	$-\frac{1}{4}$	$-\frac{1}{4}$	U_1
U_2	$+\frac{1}{2}$	$+\frac{a}{4h}$	0	$+\frac{1}{4}$	$+\frac{a}{8h}$	0	$+\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$+\frac{a}{4h}$	$+\frac{1}{4}$	$+\frac{1}{4}$	U_2
S_1	$-\frac{1}{2}$	$+\frac{a}{4h}$	$+\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{4}$	$-\frac{a}{8h}$	$-\frac{1}{4}$	$+\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$+\frac{a}{4h}$	$+\frac{1}{4}$	$-\frac{1}{4}$	S_1
S_2	$-\frac{1}{2}$	$+\frac{a}{4h}$	0	$+\frac{1}{4}$	$-\frac{a}{8h}$	0	$-\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$+\frac{a}{4h}$	$-\frac{1}{4}$	$+\frac{1}{4}$	S_2



Werden zur Erzielung einer günstigeren Beanspruchung der Umfassungsmauern in den Eckpunkten A und B wagerechte Flächenlager mit nur je einem lotrechten Stützdruck, in den Seitenmitten aber lotrechte Flächenlager mit nur je einem wagerechten Stützdruck angeordnet, so ändern sich nur die Spannkräfte in den Unterringstäben U und S, wie aus dem Kräfteplan (Abb. 7d u. e) leicht zu ersehen ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Einfache Auswertung der Einflußlinien.

Von **Otto Gottschalk,** Buenos Aires.

Die grundlegende Bedeutung, die die Einflußlinien für die mechanischen oder experimentellen Verfahren der Statik erlangt haben, wie ich sie mit dem „Continostat“ ausgebildet habe (s. „Der Bauingenieur“ 1924, Heft 9; „Zeitschr. d. Vereines deutscher Ingen.“ 1926, Nr. 8, S. 261), machten eine genaue Untersuchung der Einflußlinien erforderlich. Dabei stellten sich einfache Beziehungen heraus, die in der technischen Literatur noch nicht beachtet wurden und die ich an dieser Stelle wiedergeben möchte, da sie für die Statik im allgemeinen von großem praktischen Werte sind.

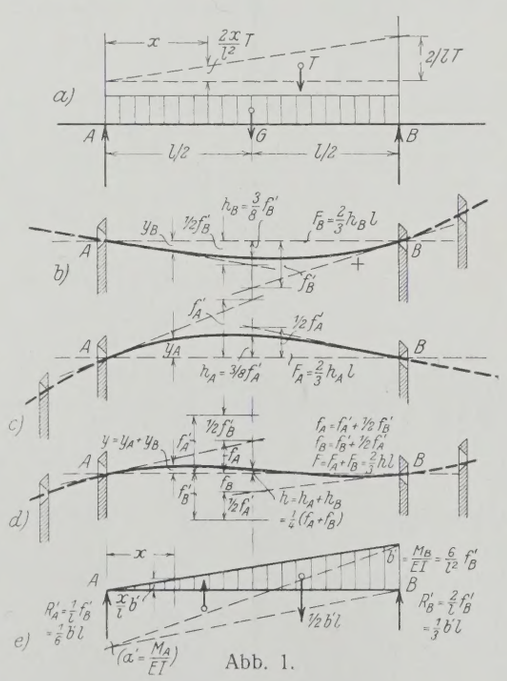


Abb. 1.

Um bei bekannter Einflußlinie den Einfluß einer verteilten Last zu kennen, ist es notwendig, den Flächeninhalt unter der Last zu kennen, der von den Senkrechten an den Enden der Last auf der Einflußfläche abgegrenzt wird, oder, was auf dasselbe hinausläuft, die mittlere Ordinate dieses Teiles der Fläche. Indem wir nach der mechanischen Auffassung die Einflußlinien als Biegungsdiagramme der zu untersuchenden Bauteile auffassen, können wir diese Ordinate leicht rechnerisch festlegen, ohne uns des Polarplanimeters oder anderer für den Zweck empfohlenen Hilfsmittel bedienen zu müssen (für allgemeine Erörterungen vergl. des Verfassers Arbeiten in „Anales de la Sociedad Científica Argentina“ tomo XCIX, 1925, p. 175 oder „Journal of the Franklin Institute“, Philadelphia, Juli 1926).

Es sei in Abb. 1 AB ein Bauteil gleichbleibenden Querschnittes, der in A frei ende, in B aber mit irgend einem Bauwerk zusammenhänge. Wir betrachten zunächst die Einflußlinien für Querschnitte des Bauwerkes, die außerhalb von AB liegen. Diese Einflußlinien müssen notwendigerweise eine Gestalt haben, die sich ergibt, wenn wir den Stab AB bei B biegen, nach Abb. 1b, wobei das frei auflagernde Ende bei A die Hälfte der Drehung macht, die wir bei B hervorgerufen haben. Die Biegelinie ergibt sich als Biegungsmomentenlinie, wenn wir, nach Mohr, AB mit der Momentenfläche belasten nach Abb. 1e, somit die allgemeine Ordinate zu:

$$(1) \qquad y = \frac{b'}{6}\left(lx - \frac{x^3}{l}\right),$$

sonach die Durchbiegung in der Mitte von AB, $x = \frac{l}{2}$

$$(2) \qquad y\,\frac{l}{2} = h_B = \frac{b'\,l^2}{16}.$$

Die Fläche dieser Einflußlinie zwischen A und B ergibt sich zu:

$$(3) \qquad F_B = \frac{b'}{6}\int_0^l \left(lx - \frac{x^3}{l}\right) dx = \frac{b'\,l^3}{24}.$$

Somit ergibt sich der genaue Wert der mittleren Ordinate, d. i. der Ordinate, mit der man eine über AB gleichmäßig verteilte Last G multiplizieren muß, um ihren Einfluß zu bestimmen, zu

$$(4) \qquad y_m = \frac{F_B}{l} = \frac{\frac{b'\,l^3}{24}}{l} = \frac{2}{3}\cdot\frac{b'\,l^2}{16} = \frac{2}{3}\,h_B;\quad F_B = \frac{2}{3}\,h_B\,l.$$

In gleicher Weise ergibt sich, wenn wir den Stab AB bei A drehen, bei B dagegen frei auflagern lassen (Abb. 1c):

$$(5) \qquad F_A = \frac{2}{3}\,h_A\,l.$$

Biegen wir bei A und B gleichzeitig, so ergibt sich die Kurve nach Abb. 1d als Summe der beiden vorbehandelten Kurven Abb. 1b u. 1c:

$$(6) \qquad h = h_A + h_B$$

$$(7) \qquad F = F_A + F_B = \frac{2}{3}\,(h_A + h_B)\,l = \frac{2}{3}\,h\,l.$$

Wir sehen somit: Einflußlinien elastischer Stäbe oder von Teilen solcher Stäbe unveränderlichen Querschnittes schließen mit ihrer Sehne eine Fläche ein, die genau das Produkt ist der Länge der Sehne mal $^2/_3$ der Höhe in Mitte der Sehne, d. h. ebenso wie die gewöhnliche Parabel.

Ferner läßt sich feststellen: Mit den in Abb. 1b, 1c u. 1d angegebenen Kurven und Kombinationen zwischen diesen sind alle Einflußlinien herzustellen, andere Gestalten von Einflußlinien sind nicht möglich.

Die am häufigsten vorkommenden Kombinationen sind in Abb. 2 angegeben. Ein Balken AB, dessen Einflußlinie nach Abb. 2a gestaltet sei, werde durch eine Last G von C bis D gleichmäßig belastet. Die äußeren Ordinaten der Einflußlinie sind y_C und y_D, und die Ordinate in der Mitte E zwischen C und D sei y_E. Dann

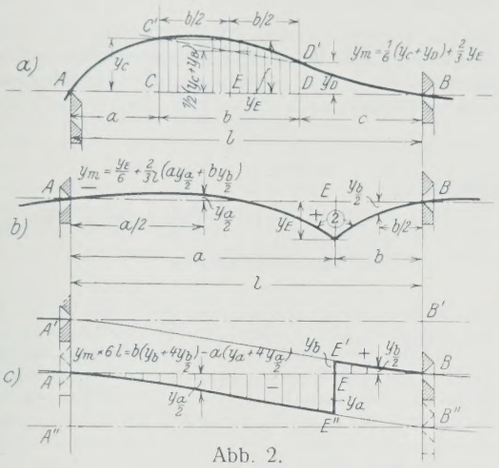


Abb. 2.

besteht die Einflußfläche aus einem Trapez und einem Kurvensegment von der oben festgestellten Eigenschaft, und die mittlere Ordinate ist:

$$(8)\quad y_m = \frac{1}{2}(y_C + y_D) + \frac{2}{3}\left[y_E - \frac{1}{2}(y_C + y_D)\right] = \frac{1}{6}(y_C + y_D) + \frac{2}{3}y_E$$

genau der Simpsonschen Regel entsprechend.

Abb. 2b zeigt die Einflußlinie der Biegungsmomente eines Querschnittes E innerhalb AB, die bei E den typischen Knick besitzt. Wir wenden dann zu beiden Seiten von E den Wert der Formel 8 besonders an. Der Einfluß einer von A bis B gleichmäßig verteilten Last G ist $G\,y_m$, worin

$$(9)\quad y_m = \frac{y_E}{6} + \frac{2}{3\,l}\left(a\,y_{a/2} + b\,y_{b/2}\right).$$

In Abb. 2c sehen wir die Einflußlinie für Scherkräfte im Querschnitt E. Für den Zweig links von E bis A wie rechts von E bis B gilt wiederum die Formel 8. Für eine Last G, die gleichmäßig von A bis B verteilt ist, ist wiederum der Einfluß $G\,y_m$, worin

$$(10)\quad y_m = \frac{1}{6\,l\,s}\left[b\left(y_b + 4\,y_{b/2}\right) - a\left(y_a + 4\,y_{a/2}\right)\right].$$

s ist die beliebig angenommene Einheit.

Wirkt auf den Träger AB oder einen Teil davon eine dreieckförmig verteilte Last T, die von O bei A anwächst bis auf $\frac{2}{l}\,T$ bei B (Abb. 1a), so müssen wir die Werte der Gl. 1 mit $\frac{x}{l}$ multiplizieren und erhalten

$$(11)\quad \frac{x}{l}\,y = \frac{b'}{6}\left(l\,x - \frac{x^3}{l}\right)\frac{x}{l} = \frac{b'}{6}\left(x^2 - \frac{x^4}{l^2}\right)$$

und für $x = \frac{1}{2}\,l$ in der Mitte von AB die Höhe

$$(12)\quad h_B = \frac{b'\,l^2}{32}.$$

Die Einflußfläche ist

$$(13)\quad F_B = \frac{b'}{6}\int_0^l \left(x^2 - \frac{x^4}{l^2}\right)dx = \frac{b'\,l^3}{45}$$

und somit die mittlere Ordinate

$$(14)\quad y_m = \frac{F}{l} = \frac{b'\,l^2}{45} = \frac{32}{45}\,h_B.$$

Würde dagegen die gleiche Last T von O bei B bis $\frac{2}{l}\,T$ bei A anwachsen, so würde für die gleiche Abb. 1b die mittlere Ordinate der Einflußlinie

$$(15)\quad y_m = \left(\frac{2}{3}\cdot 2 - \frac{32}{45}\right)h_B = \frac{28}{45}\,h_B.$$

Für eine Einflußlinie, die nach Abb. 1d erzeugt ist durch Drehen bei A und B gleichzeitig, wird der Einfluß einer Last T, die von O bei A stetig bis B anwächst, $T\,y_m$, worin y_m, die mittlere Ordinate:

$$(16)\quad y_m = \frac{28}{45}\,h_A + \frac{32}{45}\,h_B = \frac{28}{45}\,h + \frac{4}{45}\,h_B$$

also annähernd $= \frac{2}{3}\,h$.

Ebenso wie wir jede Einflußlinie nach Abb. 1d erhalten können, indem wir einen elastischen Stab AB um $\frac{2f_A}{l}$ in A und um $\frac{2f_B}{l}$ in B drehen, können wir auch die Einflußlinie zerlegen in zwei gesonderte Auflagerdrehungen, nämlich $\frac{2f_B'}{l}$ in B, die selbsttätig am augenblicklich frei gedachten Ende A die Hälfte dieser Drehung $\frac{f_B'}{l}$ hervorruft (Abb. 1b), und eine Drehung $\frac{2f_A'}{l}$ in A, die am freien Ende B die halbe Drehung, nämlich $\frac{f_A'}{l}$ hervorruft. Somit erhalten wir nach Abb. 1d:

$$(17)\quad f_A = f_A' + \frac{1}{2}\,f_B' \text{ und } f_B = \frac{1}{2}\,f_A' + f_B'$$

und hieraus:

$$(18)\quad f_A' = \frac{2}{3}\left(2\,f_A - f_B\right) \text{ und } f_B' = \frac{2}{3}\left(2\,f_B - f_A\right).$$

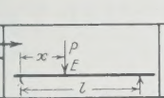
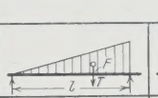
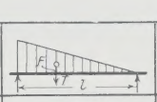
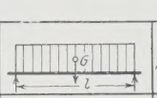
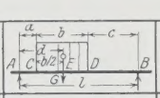
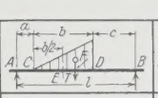
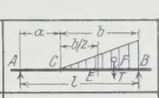
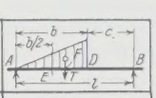
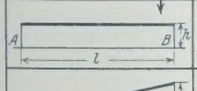
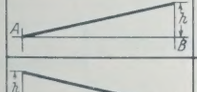
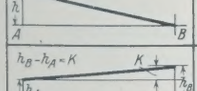
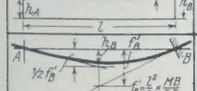
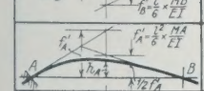
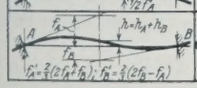
Die Beziehungen zwischen Auflagerdrehungen und Durchbiegungen in der Mitte des Stabes ergeben sich wie folgt:

$$(19)\quad h_B = \frac{1}{4}\left(f_B' + \frac{1}{2}\,f_B'\right) = \frac{3}{8}\,f_B' = \frac{1}{4}\left(2\,f_B - f_A\right) \quad \text{(Abb. 1b)}$$

$$(20)\quad h_A = \frac{1}{4}\left(f_A' + \frac{1}{2}\,f_A'\right) = \frac{3}{8}\,f_A' = \frac{1}{4}\left(2\,f_A - f_B\right) \quad \text{(Abb. 1c)}$$

$$(21)\quad h = h_A + h_B = \frac{3}{8}\left(f_A' + f_B'\right) = \frac{1}{4}\left(f_A + f_B\right) \quad \text{(Abb. 1d)}.$$

Die im Vorstehenden gewonnenen einfachen Beziehungen und Koeffizienten sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellt. Ihre praktische Bedeutung ist groß, und zwar um so größer, je verzwickter das

Art der Belastung → / Gestalt der Einflußlinie ↓								
	h	h	h	h	h	h	h	h
	$y_E = \frac{x}{l}h$	$\frac{2}{3}h$	$\frac{1}{3}h$	$\frac{1}{2}h$	$y_E = \frac{d}{l}h$	$y_F = \frac{3a+2b}{3l}h$	$y_F = \frac{3l-b}{3l}h$	$y_F = \frac{2b}{3l}h$
	$y_E = (1-\frac{x}{l})h$	$\frac{1}{3}h$	$\frac{2}{3}h$	$\frac{1}{2}h$	$y_E = (1-\frac{d}{l})h$	$y_F = \frac{3c+b}{3l}h$	$y_F = \frac{b}{3l}h$	$y_F = \frac{3l-2b}{3l}h$
	$y_E = h_A + \frac{x}{l}K$ $x = \frac{l}{2}$ $h = \frac{1}{2}(h_A + h_B)$	$y_F = h_A + \frac{2}{3}K$	$y_F = h_A + \frac{1}{3}K$	$\frac{1}{2}(h_A + h_B)$	$y_E = h_A + \frac{d}{l}K$	$y_F = h_A + \frac{3a+2b}{3l}K$	$y_F = h_A + \frac{3a+2b}{3l}K$	$y_F = h_A + \frac{2b}{3l}K$
	$y_E = f_B'(\frac{x}{l} - \frac{x^3}{l^3})$ $x = \frac{1}{2}l$ $h = \frac{3}{8}f_B'$	$\frac{32}{45}h_B$	$\frac{28}{45}h_B$	$\frac{2}{3}h_B$			$\frac{32}{45}y_E - \frac{1}{45}y_C$	$\frac{32}{45}y_E + \frac{14}{45}y_D$
	$y_E = f_A'(2\frac{x}{l} - 3\frac{x^2}{l^2} + \frac{x^3}{l^3})$ $x = \frac{1}{2}l$ $h = \frac{3}{8}f_A'$	$\frac{28}{45}h_A$	$\frac{32}{45}h_A$	$\frac{2}{3}h_A$	$\frac{1}{6}(y_C + y_D) + \frac{2}{3}y_E$	$\sim\frac{1}{3}y_D + \frac{2}{3}y_E$	$\frac{28}{45}y_E + \frac{1}{45}y_C$	$\frac{28}{45}y_E + \frac{16}{45}y_D$
	y_E $x = \frac{l}{2}$ $h = \frac{1}{4}(f_A + f_B)$	$\frac{1}{30}(2f_A + 3f_B) \sim \frac{2}{3}h$	$\frac{1}{30}(3f_A + 2f_B) \sim \frac{2}{3}h$	$\frac{2}{3}h$			$\sim\frac{2}{3}y_E$	$\sim\frac{2}{3}y_E + \frac{1}{3}y_D$
	$\times P$	$\times T$	$\times T$	$\times G$	$\times G$	$\times T$	$\times T$	$\times T$

zu berechnende statisch unbestimmte System ist: mit ihrer Hilfe war es möglich, bei dem von mir eingangs erwähnten mechanischen Verfahren die gesamte statische Berechnung auch für verteilte Lasten zurückzuführen auf die einfache Formel: Last × mittlere Ordinate. An einem einfachen Beispiel sei die Anwendung auch für rechnerische Verfahren gezeigt.

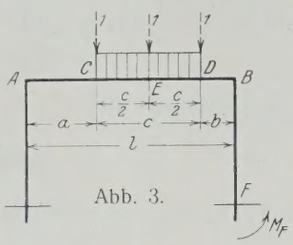


Abb. 3.

Der eingespannte Rahmen nach Abb. 3 sei durch die Last G von C bis D gleichförmig belastet, das Einspannmoment M_F am Fuße F sei zu bestimmen.

Es ist $M_F = G\,y_m$, worin nach Tabelle:

$$y_m = \frac{1}{6}(y_C + y_D) + \frac{2}{3}\,y_E.$$

y_C, y_D und y_E können im Continostat, indem wir das Stahlbandmodell bei F drehen, ohne weiteres genau abgelesen werden; rechnerisch würden wir eine Einzellast 1 nacheinander bei C, bei E und bei D wirken lassen und in die fertigen Formeln für M_F (z. B. Kleinlogel, Gehler u. a.) einsetzen, wobei sich jeweils y_C, y_D und y_E ergeben, die in obige Formel für y_m einzusetzen sind. Während nun die fertigen Formeln für die Streckenlast sehr lang und umständlich sind und daher leicht zu Irrtümern führen können, sind die Formeln für eine Einzellast verhältnismäßig einfach und liefern so schneller und sicherer das gewünschte Ergebnis.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 5. März erscheinende Heft 4 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: C. Bach. — Otto Graf: Versuche mit Glasplatten über Öffnungen in Eisenbetondecken. — Belastungsproben mit einer Plattenbalken-Rahmenbrücke.

Wiederherstellung massiver Bogenbrücken. Die Wiederherstellung von Brücken hat in den letzten Jahren auch in Frankreich eine große Rolle gespielt und eine Reihe beachtenswerter Ausführungen und wichtiger Erfahrungen gezeitigt. Wir geben im folgenden nach einem Bericht von Descubes in Heft 6 von „Le Ciment" die Beschreibung eines von Chefingenieur Valat vorgeschlagenen und von Géniehauptmann Barillon in größerem Umfange zur Wiederherstellung massiver Bogenbrücken angewendeten Verfahrens. Dieses Verfahren, das eine möglichst schnelle Arbeit gestatten sollte, hatte zwei Hauptschwierigkeiten zu überwinden,

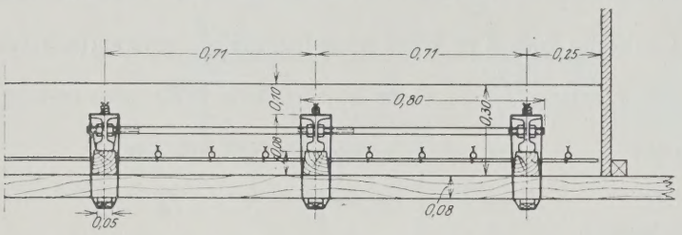


Abb. 1. Querschnitt durch die Bogenlehre. Versteifung durch in Bohrungen des Schienensteges verschraubte Stangen, Schalung auf 22 · 8 cm starken Bohlen.

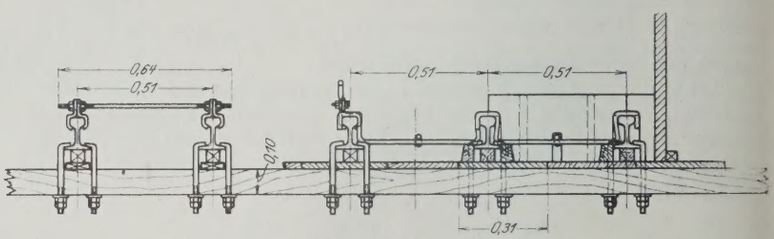


Abb. 2. Querschnitt durch die Bogenlehre. Die Versteifungsstangen sind verschraubt zwischen Haken, die über die Schienenköpfe greifen.

nämlich die Unmöglichkeit, Bruch- oder Werksteine in der erforderlichen kurzen Zeit zu beschaffen, sowie ferner in dem von den Trümmern der alten Brücke verstopften Flußbett ein ordnungsmäßiges Lehrgerüst aufzustellen. Die erste Aufgabe ließ sich leicht durch die Verwendung von Beton bewältigen, für die zweite fand man eine Lösung dadurch, daß man an Stelle hölzerner Gerüste Lehren aus gebogenen Eisenbahnschienen benutzte.

Die Schienen wurden gegen die vorher sorgfältig wiederhergestellten Kämpfer abgestützt und folgten in ihrer Krümmung genau der unteren Gewölbeleibung. Man verwendete durchweg Schienen des bei der französischen Ostbahn üblichen Typs von 8 bis 12 m Länge und einem Gewicht von 30 kg/m; nach der Verlegung wurden die Zwischenräume ausbetoniert, und zwar betrug die Stärke der Betonierung 24 cm, welches Maß sich wie folgt zusammensetzt:

Zwischen unterer Leibung und Schiene . .	4 cm
Schienenhöhe	12 „
Über Schienenoberkante	8 „
	24 cm.

Die so entstandene Bogenplatte stellte ein ideales Lehr- und Arbeitsgerüst dar und blieb nach Vollendung des Gewölbes als ein Teil davon bestehen.

Sobald der Umfang der Wiederherstellungsarbeiten an der betreffenden Brücke festgestellt war, wurden — bereits in der Werkstatt — die Schienen, mit dem Kopf nach oben, genau nach der Leibungslinie gebogen und mit Azetylen-Sauerstoff aneinander geschweißt, verlascht und an den Enden nach Abb. 3 mit Ankerplatten versehen. Je nach ihrer Lage im Brückengewölbe und dem Umfang der Zerstörung können diese Lehrbogen verschiedene Längen haben, und ein großer Vorteil des Verfahrens besteht überhaupt darin, daß man sich auf die Ausbesserung der beschädigten Teile beschränken und gutes stehengebliebenes Mauerwerk beibehalten kann. So hat Barillon bei einer Brücke Schienenlängen zwischen 3,15 und 10,85 m verwendet.

Die Abstände der Schienenbogen von den Gewölbeaußenkanten und voneinander sind aus Abb. 1 u. 2 zu ersehen, ebenso die Art der Querversteifungsstangen, die in Abb. 1 in vorgebohrte Löcher des Steges greifen und mit diesem fest verschraubt werden, in Abb. 2 dagegen mit passend gebogenen Haken über die Schienenköpfe greifen.

Das Versetzen geht — ohne Aufstellen einer Rüstung im Flußlauf — überaus schnell und leicht vonstatten; am besten mit Hilfe einer Kabelkrananlage nach Abb. 4, die in zwei Abschnitten die Wiederherstellung von zwei 18,35 m weitgespannten Öffnungen einer Brücke wiedergibt, deren dritter Bogen unversehrt geblieben war. Die Darstellungen a) und b) lassen ohne nähere Erläuterung erkennen, wie zunächst die Rippen für die Mittelöffnung versetzt und mit Kabeln beiderseitig verankert, als-

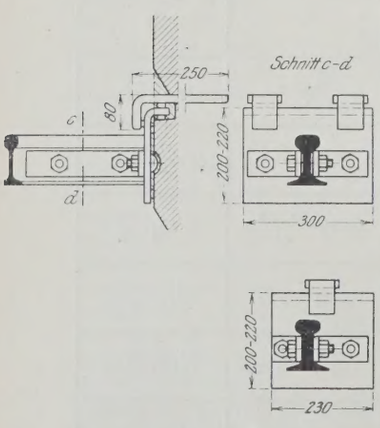
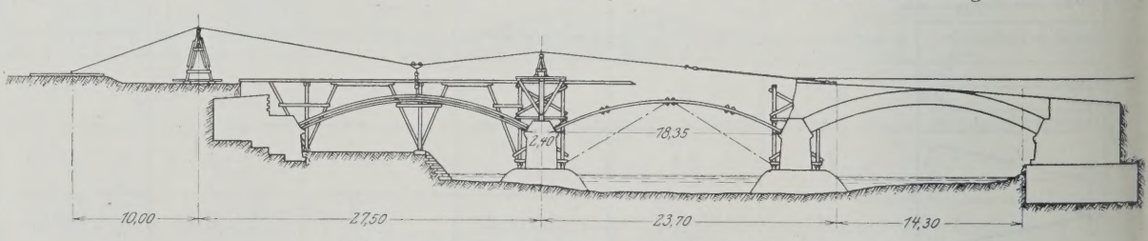
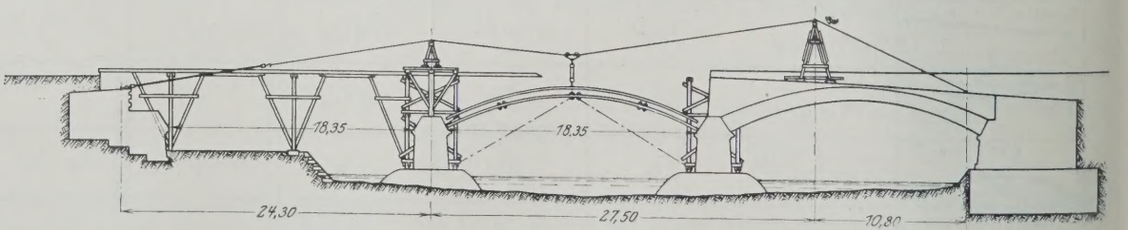


Abb. 3. Befestigung der Rippen am Kämpfer.



a) Versetzen der Bogenrippen in der Mittelöffnung.



b) Versetzen der Bogenrippen in der linken Landöffnung.

Abb. 4. Einbau der Lehrbogen mittels Kabelkranes.

dann die Rippen für die linke Landöffnung durch die Konstruktion eines einstweiligen Arbeitsgerüstes hindurch an Ort und Stelle gebracht sind. Die dazu erforderliche Arbeitszeit betrug für die zehn Rippen einer Öffnung einen Tag.

Nach dem Versetzen und Verankern (Abb. 3) der Rippen wird nach Abb. 1 u. 2 die Schalung eingebracht, die entweder aus 22 · 8 cm starken, senkrecht zur Bogenrichtung verlegten Bohlen besteht oder aus 2,7 cm starken Schalbrettern, die in einer Länge von etwa 3 m parallel zur Bogenrichtung und auf 15 · 10 cm starken, in 80 cm Abstand liegenden Unterzügen verlegt werden.

Für die Herstellung des auf dieser Platte aufzubringenden Brückengewölbes wurden nach- und nebeneinander die folgenden Verfahren erprobt:

Erstens mauerte man das Gewölbe in einzelnen Ringen aus Schlackensteinen auf und erhielt so auf der Lehre eine fast gleichmäßige Lastverteilung, freilich um den Preis einer recht langen Bauzeit.

Zweitens brachte man in zur Wölbung parallelen Lagen Stampfbeton ein, was sich bis zu 15 m Spannweite einwandfrei bewährte. Bei größeren Brücken hielten Betonerzeugung und Betonieren jedoch nicht Schritt, die frühere Lage hatte bei Aufbringung der nächsten schon begonnen abzubinden, und das Ganze stellte sich zum Schaden der Widerstandsfähigkeit als eine Reihe von übereinander gelagerten dünnen Schichten dar.

Auf die Dauer bewährte sich das dritte Verfahren am besten:

Man teilte für das Betonieren den Bogen in verschiedene Abschnitte von etwa 1 m Länge, die durch senkrecht zur Gewölbelinie aufgestellte, mit engem Maschendraht bespannte Eisenrahmen abgeteilt und einzeln so betoniert wurden, daß eine möglichst symmetrische und gleichmäßige Belastung der Lehre erzielt wurde. Diese Abschnitte gingen keineswegs auf die ganze Brückenbreite durch, diese wird vielmehr außerdem in zwei (oder mehr) Ringe untergeteilt, deren Abschnitte gegeneinander versetzt werden; jeder einzelne Betonierabschnitt stellt also gewissermaßen einen großen Stampfbeton-Quader dar, und es vereinigt dieses Verfahren somit die Vorzüge der aus Quadern oder Werksteinen senkrecht zur Stützlinie gemauerten Bogen mit dem Vorzuge der besseren Lastverteilung auf den Lehren. Die frisch aneinander betonierten Abschnitte binden übrigens nach Ansicht von Descubes durch den Maschendraht hindurch völlig aneinander an, und die Rahmen bleiben als eine nützliche Quaderversteifung im Beton zurück. Ki.

Die Dichtung der Hales-Bar-Staumauer durch Asphalteinspritzungen. Das Schließen aller Sprünge und Risse des Untergrundes von Staumauern zur völligen Sicherung gegen Quellen- und Sickerungsbildung ist, wie heute nach einigen beklagenswerten Katastrophen nicht mehr besonders betont zu werden braucht, ein Haupterfordernis im Talsperrenbau. Bisher wurde diese Aufgabe im allgemeinen durch Einpressen von fettem und dünnflüssigem Beton gelöst.

Den Ersatz des Betons durch erwärmtes und unter Druck eingebrachtes Bitumen bespricht G. W. Christians in Eng. News-Rec. vom 20. Mai 1926 auf Grund seiner Versuche und Erfolge mit diesem Verfahren beim Hales-Bar-Staudamm bei Guild am Tennessee-Fluß; er kommt dabei zu dem Ergebnis, daß das neue Verfahren sicherer und billiger ist.

Die nach Abb. 1 in Beton ausgeführte Schwergewichtmauer hat eine Stauhöhe von 15 m und steht in festem Kalksteinboden, der mit großen losen Blöcken und feinem Schlamm bedeckt ist. Die Gründung geschah mit Druckluftsenkkasten durch diese losen Schichten und die obigen brüchigen Felslagen bis in eine Tiefe, in der man festes, geschlossenes Gestein erwarten durfte.

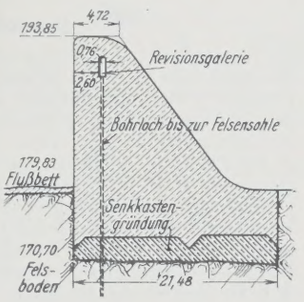


Abb. 1. Querschnitt.

Trotzdem zeigten sich sehr bald Durchsickerungen, die man vergeblich zuerst mit Sand- und Toneinschlämmungen, dann mit Strohmatten und Betonsäcken zu dichten versuchte. Endlich sah man sich genötigt, von der Revisionsgalerie (Abb. 1) aus eine Anzahl von Bohrlöchern bis auf den Untergrund herunterzubringen, mit ihrer Hilfe die schädlichen Sickerstellen festzustellen und diese alsdann neu zu gründen. Auf diese Weise vermochte man nach den beiden Flügeln des Dammes (Abb. 2) hin zwei stark zerklüftete Strecken abzuschließen und die Tiefe der Risse, Menge und Geschwindigkeit der Durchsickerungen

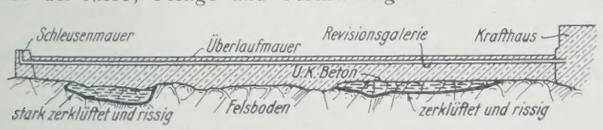


Abb. 2. Längenschnitt mit Darstellung der Sickerstellen.

zu messen. Die Rißtiefe schwankte im allgemeinen von 5 bis 25 cm, doch kamen auch Spalten von 50 und in einem Falle sogar von 90 cm vor; die Sickergeschwindigkeit erreichte 1,80 m/Sek. Laub, das bisweilen in den Bohrlöchern auf dem Wasser schwimmend gefunden wurde, lieferte den Beweis, daß es sich in der Tat um durchsickerndes Wasser des Tennessee-Flusses, nicht um artesische Quellen handelte.

Das von Christians angewandte Verfahren beruht auf der Tatsache, daß bis auf 100° C erhitztes Bitumen dünnflüssig wird und sich bei geringem Druck leicht in feine und unregelmäßig zerklüftete Risse und Spalten einpressen läßt, daß es ferner auch beim Erkalten noch plastisch genug bleibt, um sich unter 10 bis 12 kg/cm² Druck den Wandungen genau anzuschmiegen. Taucht man ein Metallrohr, das an das Druckventil einer heißes Bitumen ansaugenden Druckpumpe angeschlossen ist, in kaltes Wasser, so wird sich die oben eingepreßte Masse an seinen Wandungen ansetzen und erhärten, bei der dadurch erzielten schlechten Wärmeleitung jedoch in der Mitte flüssig bleiben, bis zum hinteren Ende gedrückt werden und dort einen Knoten bilden; dieser wird bei Verstärkung des Druckes — da das Bitumen auch nach der allmählichen Abkühlung plastisch genug bleibt — anschwellen und die vorhandene Öffnung völlig ausfüllen; trifft er auf eine Rückwand, so wird er sich gegen sie abplatten und auch die kleinsten Undichtigkeiten schließen, andernfalls bildet er mit dem daranhängenden Bitumenpfropfen einen dichten, die Spalten völlig ausfüllenden Anschlußgang, ebenso ist nach Abb. 3 im vorliegenden Falle der Vorgang beim Dichten der Risse und Spalten im Unterbau der Staumauer: Das durch Berührung mit den kalten Wandungen erhärtende Bitumen wird durch den Druck fest angepreßt und schließt auch die feinsten Risse. Wo die Spalten groß genug dazu sind, bilden sich die vorerwähnten Knoten und Pfropfen, werden in die feinsten Verästelungen der Risse hineingetrieben und füllen diese in Verbindung mit dem nachfließenden frischen Bitumen völlig aus, so daß sich schließlich ein zusammenhängender, dichter Abschluß bildet.

Abb. 3. Schematische Darstellung des Dichtungsvorganges.

Die bei der Hales-Bar-Staumauer für diese Arbeiten verwendete Einrichtung bestand aus einem mit Ausguß versehenen und auf der Wehrmauer aufgestellten Kessel und einer Pumpe mit Rücklaufventil, um den Druck auf dem Zuflußrohr zu regeln. Dieses hat eine Weite von 38 mm, folgt dem Lauf der Revisionsgalerie (Abb. 1) und kann bis zu 300 m lang gemacht werden; es ist an der Außenseite gegen Wärmeleitung geschützt und enthält im Innern einen isolierten, auf die ganze Länge durchgehenden, straff gespannten Eisendraht, durch den zur dauernden Erwärmung des Bitumens ein elektrischen Strom fließt. Ein Rohr versorgt gleichzeitig vier Bohrlöcher, wobei für jedes eine Motorpumpe mit einem ebenfalls 38 mm weiten und mit elektrisch geladenem Heizdraht versehenen Zuführungsrohr vorgesehen ist, dessen unterer Teil 19 mm weite Schlitze hat.

Die zum Einpressen verwendete Masse war aus verschiedenen Bitumenarten so gemischt, daß ein in heißem Zustande recht dünnflüssiges, in erkaltendem Zustande plastisches Erzeugnis entstand; für die jeweilige Zusammensetzung der Mischung kamen auch die Art des Untergrundes, die Weite und die Tiefe der zu schließenden Spalten in Betracht, und man verwendete z. B. zunächst eine im kalten Zustande weichere, in die Wandungen leicht hineinpreßbare Mischung, um am Schluß eine härtere, dem Druck des Wassers auf die Außenseite besser widerstehende Zusammensetzung zu wählen. Im ganzen waren 68 Bohrlöcher von 27 bis 40 m Tiefe vorhanden, durch die 2000 m³ Asphaltbitumen eingepreßt wurden; mit Steinkohlenteer waren Versuche gemacht worden, die jedoch nicht befriedigten. Durch das beschriebene Verfahren wurden die Sickerungen durch die Staumauersohle hindurch auf ein verschwindend geringes Maß beschränkt, das weitere Dichtungsarbeiten unnötig macht.

Vorteile gegenüber der Einpressung von Beton sind erstens die größere Dünnflüssigkeit des Bitumens, die von einem Bohrloch aus eine größere Anzahl von Spalten und Rissen zu erreichen und auf größere Länge auszufüllen gestattet. Beton hat auf längere Strecken den Nachteil vorzeitigen Abbindens und Entmischens, kann also bestenfalls nur einen kurzen Verschlußpfropfen bilden und erfordert eine größere Anzahl von Bohrlöchern.

Zweitens bleibt, auch wenn die abzudämmenden Sickermengen eine große Geschwindigkeit haben, die gesamte Menge des eingepreßten Bitumens im Mauerkörper, während bei flüssig eingebrachtem Beton ein großer Teil des Zements ausgespült wird und somit verlorengeht.

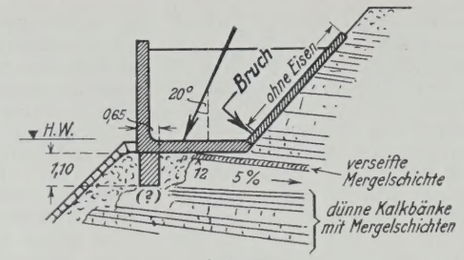
Wird ferner das Einpressen des Betons nur auf einige Minuten unterbrochen, so verstopft er Bohrloch und Rohr, und beide werden unter Umständen unbrauchbar. Die Verwendung von Asphaltbitumen darf dagegen beliebig lange unterbrochen werden, da zur Wiederaufnahme der Arbeiten nur das Wiederanzünden der Kessel und die Einschaltung des elektrischen Stromes erforderlich ist. Ki.

Der Bruch des Hangkanals am Kocherfluß der Wasserkraftanlage Ohrnberg. Bereits in der „Bautechnik" 1924, Heft 27, ist über den Bruch eines in Eisenbeton ausgeführten Hangkanals für die Alzwerke bei Burgkirchen[1]) berichtet, bei dem zwar nicht Verluste an Menschenleben, wohl aber erhebliche Verheerungen der Umgegend zu beklagen waren. Ein weiteres Beispiel für die Bedenklichkeit der Anlage von Hangkanälen ist der am 25. Februar 1923, mittags 1½ Uhr, eingetretene Einsturz des Kocherkanals, dessen Ursachen inzwischen als geklärt anzusehen sein dürften und über den Stadtbaurat Schleicher in der Asphalt- und Teerindustrie-Zeitung 1927, Heft 1, eingehend berichtet:

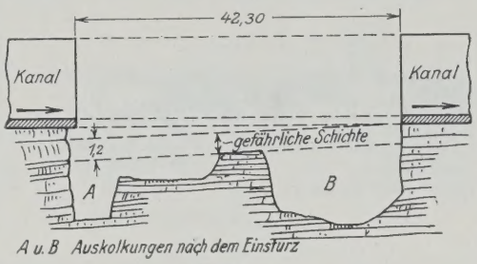
Auf der fraglichen Stelle, an der der Fluß nahe an den Berghang herantritt, wurde — um an Einschnittarbeiten zu sparen — das in Abb. 1 dargestellte Trogprofil gewählt, bei dem man jedoch nur Boden und

[1]) Vergl. auch „Die Bautechnik" 1926, Heft 11, S. 129: Hartmann, Erfahrungen an Kanalanlagen für Kraftwerke.

Vorderwand in Eisenbeton, die auf der Bergwand liegende schräge Rückwand jedoch in Beton ohne Eiseneinlagen ausführte. Trennungsfugen waren in Abständen von 21 m angeordnet. Zwei der so gebildeten Felder wichen nur kurze Zeit nach der Inbetriebnahme des Werkes aus und stürzten in das Kocherbett, die beiden nächsten flußaufwärts anschließenden Felder rissen gleichfalls ab, blieben jedoch aufrecht (Abb. 2).



Schnitt.



Grundriß.

Abb. 1.

Als Ursache des Unfalls wird bezeichnet, daß (Abb. 1) die wagerechte Komponente der aus Wasserdruck und Eigengewicht zusammengesetzten Mittelkraft keinen hinreichenden Widerstand in dem zum Teil aus Anschüttung bestehenden Untergrunde fand; es konnte dafür nur die Reibung zwischen dem letzteren und dem Bauwerk in Frage kommen, da die mit altem Uferpflaster versehene Anschüttung gegen den Fluß zu den Beton der Sohle des aufgesetzten Kanalprofils nur um 30 cm überdeckte. Sie bildete auf etwa ein Drittel der Breite den Untergrund des Kanals und wurde durch eine 0,65 m breite, 1,10 m hohe Fundamentmauer sowie durch das vorerwähnte Pflaster gehalten. Dieser Baugrund ist zwar bei der vorhandenen Belastung von 1 kg/cm² von einem der Gutachter für genügend tragfähig gehalten worden, es kam jedoch hinzu, daß die zwischen den Muschelkalkbänken eingelagerten Tonmergelschichten entweder durch ein kürzliches Hochwasser des Kochers oder durch die zufolge langandauernden Regens verstärkten Sickermengen aus dem Berghang aufgeweicht und verseift waren. Sehr wahrscheinlich drang auch durch

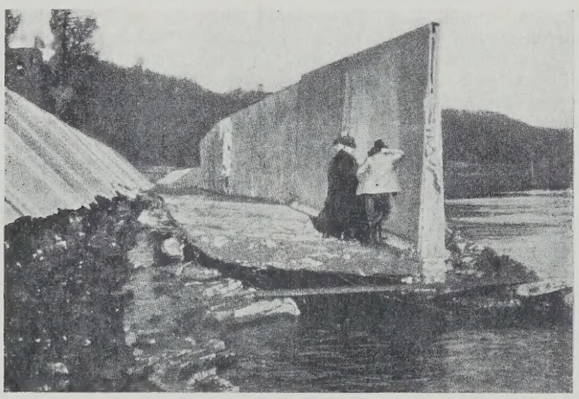
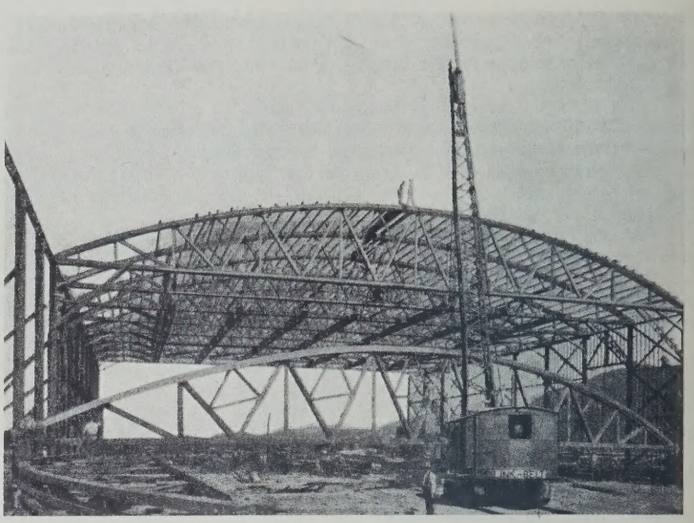


Abb. 2.

kleine Risse in der nur 15 cm starken — unbewehrten — bergseitigen Betonböschung Kanalwasser in den Untergrund. Alle diese Umstände haben offenbar in der Weise zu dem Unfall geführt, daß auf der tonigen, verseiften Mergelschicht oberhalb der etwa 1,20 m mächtigen Felsbank etwa 20 cm unterhalb der Kanalsohle — obschon an sich diese glitschige Fläche etwa 1:20 gegen den Berg hin geneigt war — die vordere Kanalwand samt der Sohle zur Vorwärtsverschiebung kam und von der rückwärtigen schrägen Wand genau an der Stelle abriß, wo ihre Bewehrung aufhörte. Nach Ansicht des vorgenannten Gutachters hätte denn auch das Vorhandensein von Eiseneinlagen in der Rückwand das Abreißen und damit den Unfall verhütet.

Bezüglich der Schuldfrage haben die Untersuchungen insofern keine Entscheidung gebracht, als nach ihnen weder Bauleitung noch Unternehmung für den Schaden verantwortlich gemacht werden können: Bei der endgültigen Wiederherstellung wird nach den vorliegenden Erfahrungen jedenfalls zunächst eine gute Sicherung des Baugrundes gegen das Kocherbett hin und eine Aufnahme der wagerechten Druckkräfte durch eine kräftige Betonmauer, Strebepfeiler oder dergl. stattfinden müssen.

Das Versetzen sechs Tonnen schwerer Hallenträger durch einen Universal-Raupenkran der Link Belt Co. bei der Montage eiserner Filmaufnahmehallen in Hollywood stellt ein bemerkenswertes Beispiel wirtschaftlicher Verwendung eines Baugerätes im Hochbau dar. Nachdem die vorher mit Baggerlöffel versehene Maschine zunächst für den Baugrubenaushub verwendet worden war, wurde sie durch Ausrüstung mit einem

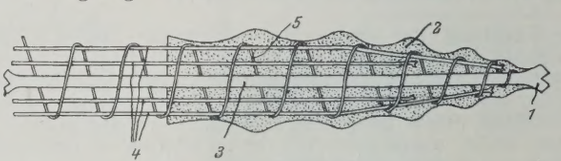


fast 20 m langen Ausleger, dem außerdem noch eine etwa 3,65 m lange Verlängerung aufgesetzt war, zum Hebezeug umgebaut. Mit diesem wurden je Arbeitstag neun Hallenbinder im Einzelgewicht von über 6 t sowie sämtliche Pfetten, Füllstäbe und die gesamte Dachhaut versetzt.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Eisenbetonpfahl. (Kl. 84c, Nr. 435 721 vom 6. 2. 1924 von Gustave Grimaud in Bouillé-Courdault, par Oulmes [Vendée], Frankreich.) — Um den Pfahl als Bohrer benutzen zu können und ihn durch weichen Grund hindurch in tragfähige Schichten einzutreiben, wird in der Achse des



Pfahles ein Eisenstab 3 eingegossen, der an der Spitze über den Beton hinausragt und in eine zweizackige Schneide 1 endigt. Die Bewehrung des Pfahles besteht aus der Eisenstange 3 mit Bohrschneide 1 und den Längsstäben 4, die mit einer Drahtwindung 5 umspannt und mit Beton umhüllt sind.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: Die Reichsbahnoberräte Dr. jur. Voßköhler, Mitglied der R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), als Mitglied zur R. B. D. Essen, Ernst Eggert, Vorstand des E. B. A. Beuthen (Oberschles.), als Mitglied zur R. B. D. Erfurt, die Reichsbahnräte Dr. jur. Veh, bisher bei der Gruppenverwaltung Bayern in München, als Vorstand zur Betriebsinspektion Salzburg, Curtius, Vorstand des E. B. A. Gumbinnen, nach Goldap als Vorstand des dorthin verlegten E. B. A. Gumbinnen, Riemann, Vorstand der Eisenbahn-Bauabteilung Erfurt, als Vorstand zum E. B. A. Beuthen (Oberschles.), Knopf, bisher bei der R. B. D. Königsberg (Pr.), als Vorstand zur neuerrichteten Eisenbahn-Bauabteilung Goldap. Dr.-Ing. Rummler, bisher bei der R. B. D. Magdeburg zur R. B. D. Breslau, Stromberg, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Lingen, zum Eisenbahn-Abnahmeamt Breslau, Grahl, Werkdirektor des E. A. W. Frankfurt (Oder), zum Eisenbahn-Abnahmeamt 1 Berlin, und Königshofer, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Halle (Saale), zum Eisenbahn-Abnahmeamt 2 Berlin mit amtlichem Wohnsitz in Lübeck, sowie der Reichsbahnbaumeister Dr.-Ing. Braumandl, bisher bei der R. B. D. Würzburg, als Vorstand (auftrw.) zur Maschinen-Inspektion Schweinfurt.

Bestellt: der Reichsbahnrat Rabenalt in Erfurt zum Vorstand der dortigen E. B. A.

Gestorben: die Reichsbahnoberräte Laubenheimer, Mitglied des E. Z. A. in Berlin, und Braun, Mitglied der R. B. D. Kassel.

Preußen. Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Gerhard Deichsel, Edmund Lamby (Wasser- und Straßenbaufach) — Elimar Hoffmann (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

INHALT: Die geplante Nabtalentwässerung im Weidener Becken zwischen Neustadt und Rothenstadt. — Beitrag zur Berechnung von Raumfachwerken. (Schluß.) — Einfache Auswertung der Einflußlinien. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Wiederherstellung massiver Bogenbrücken. — Dichtung der Hales-Bar-Staumauer durch Asphalteinspritzungen. — Bruch des Hangkanals am Kocherfluß der Wasserkraftanlage Ohrnberg. — Versetzen sechs Tonnen schwerer Hallenträger. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang | BERLIN, 11. März 1927 | Heft 11

Alle Rechte vorbehalten.

Die Tiefbauarbeiten der Shannonwasserkraftanlage in Irland.

Von Regierungs- und Baurat **Friedrich Heintze,** Oberingenieur der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommanditgesellschaft.

Die Größenzahlen der Großwasserkraftanlage am Shannon zur Elektrizitätsversorgung Irlands sind in einem kurzen Bericht der „Bautechnik" 1927, Heft 1, S. 18, nach einem Vortrage des Herrn Oberingenieur Reichard von den Siemens-Schuckertwerken bereits veröffentlicht worden. Die gesamten Tiefbauarbeiten des Shannonwerkes werden von der Siemens-Bauunion ausgeführt und wurden Ende des Jahres 1925 begonnen. Sie erstrecken sich (Abb. 1) über eine Länge von rd. 100 km zwischen der Stadt Limerick am Shannon bis zu dem kleinen Ort Banagher am gleichen Fluß und gliedern sich in drei Hauptteile.

Abb. 1. Übersichtskizze der rd. 100 km langen Baustrecke.

Auf der Strecke Banagher—Portumna sind Eindeichungsarbeiten des Shannon, kleinere Wehrbauten und in der Hauptsache Meliorationsarbeiten zu leisten, da sich der Stau des im Shannon zu bauenden Wehres bis etwa in die Mitte der Strecke Banagher—Portumna erstreckt.

Der Lough Derg, in den sich der Shannon bei Portumna ergießt, stellt den zweiten Bauabschnitt dar. An diesem See sind auch nur Eindeichungs- und Meliorationsarbeiten in verhältnismäßig geringem Umfange auszuführen. Er dient als Hauptspeicherbecken, das beim ersten Ausbau der Wasserkraft rd. 186 Mill. m³ Wasser, beim Vollausbau rd. 827 Mill. m³ Wasser aufspeichern kann.

Der dritte und Hauptabschnitt der Tiefbauarbeiten erstreckt sich vom Ende dieses Sees, von dem Städtchen Killaloe bis nahe an Limerick (Abb. 2). In diesem Hauptabschnitt ist der Wehrbau im Shannon unterhalb Killaloe mit dem Einlaufbauwerk zu errichten, und vom Wehr bis Killaloe ist der Shannon teilweise einzudeichen, ferner sind verschiedene, der Schiffahrt dienende Anlagen zu schaffen. Weiter ist, vom Einlaufbauwerk beginnend, der rund 12 km lange Obergraben, der die Shannonschleife nordöstlich von Limerick abschneidet, das Krafthaus mit Wasserschloß, Rohrleitungen bei rd. 30 m Gefälle und der Untergraben von 2 km Länge herzustellen. Letzterer leitet das Wasser nach Kraftabgabe kurz oberhalb Limerick wieder in den Shannon zurück.

Der zukünftige Ober- und Unterkanal soll auch der auf dem Shannon bestehenden Schiffahrt dienen. Zurzeit wird diese Schiffahrt zwischen dem Wehr und Limerick durch einen kleinen Schiffahrtkanal mit sechs Schleusen geleitet, um die gefällreiche Strecke des Shannonbogens zu umgehen. Das am Krafthaus zusammengefaßte Gefälle wird für die Schiffahrt durch eine Schleusentreppe von zwei Schachtschleusen von je 15 m Gefällhöhe überwunden.

Die Arbeiten im oberen Abschnitt und am Lough Derg umfassen zusammen rd. 1,2 Mill. m³ Erdbewegung und kleinere Betonarbeiten. Sie bieten nichts Bemerkenswertes. In der Staustrecke zwischen Wehr und Killaloe, im Obergraben und Untergraben einschließlich Wehr und Krafthausbaustelle sind im ganzen rd. 1 Mill. m³ Fels auszuheben und rund 6 Mill. m³ Boden zu bewegen. Das Krafthaus mit Schleusenanlage, sowie Wehr mit Einlaufbauwerk sind die bedeutendsten Kunstbauten. Außerdem sind vier Straßenbrücken über den Ober- und Unterkanal und acht Dücker zu erstellen. In alle Kunstbauten sind rd. 200 000 m³ Beton und Eisenbeton einzubauen.

Für die gesamten zu leistenden Massen ist ein Massenausgleich angestrebt und gefunden worden. Abb. 3 zeigt einen Längsschnitt des

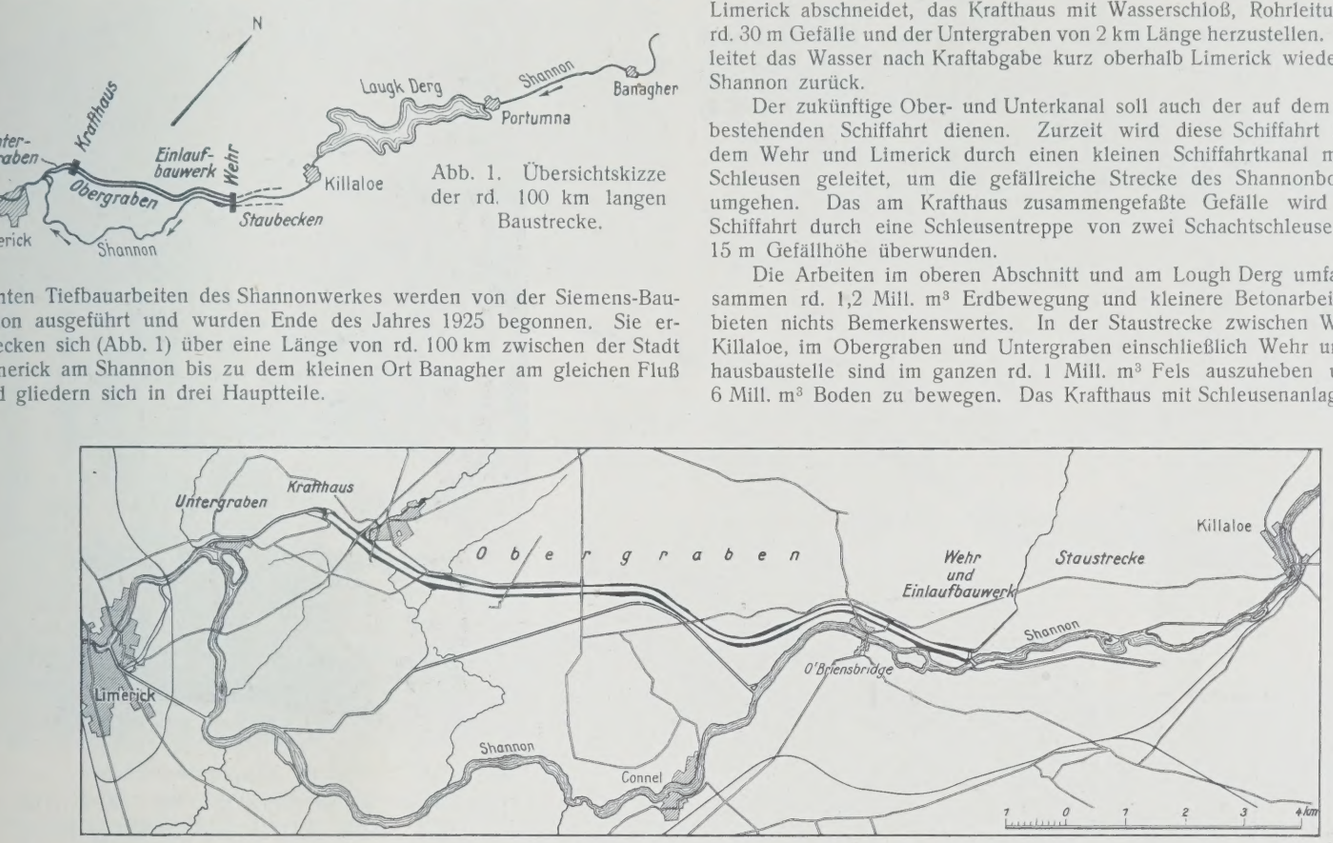


Abb. 2. Lageplan der Hauptarbeiten zwischen Limerick und Killaloe.

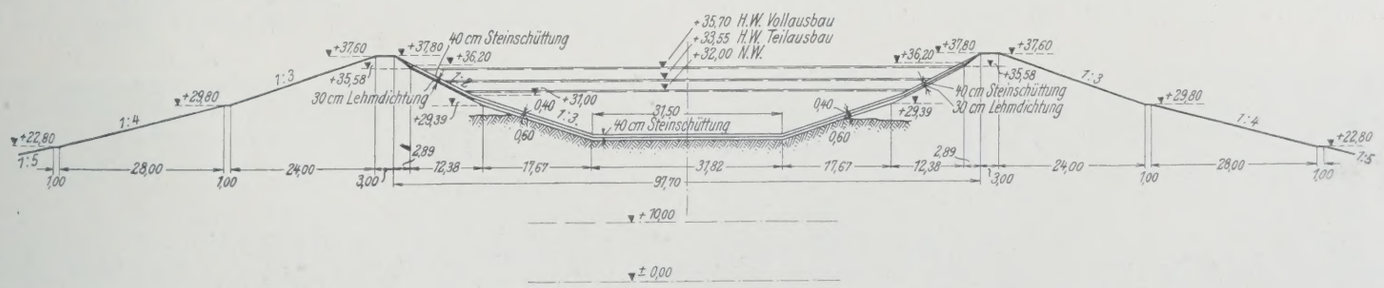


Abb. 4. Querschnitt des Oberkanals mit hohen Dämmen.

Unter- und Oberkanals bis zum Wehr. Es sind im Oberkanal Längsdämme bis 18 m Höhe erforderlich. Der gesamte Aushub des Unter- und Obergrabens wird zur Herstellung dieser Dämme und der Deiche oberhalb des Wehres verwendet. Abb. 4 gibt einen Normalquerschnitt des Oberkanals, der in seinen Abmessungen nahezu an die Größe des erweiterten Kaiser-Wilhelm-Kanals in Deutschland heranreicht. Der Felsaushub wird erstens zur Gewinnung des Zuschlagstoffes für den Beton,

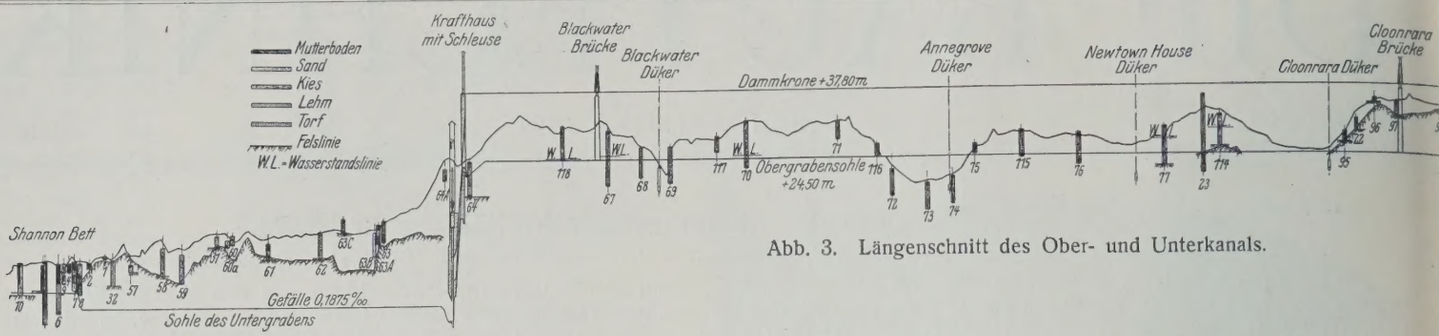


Abb. 3. Längenschnitt des Ober- und Unterkanals.

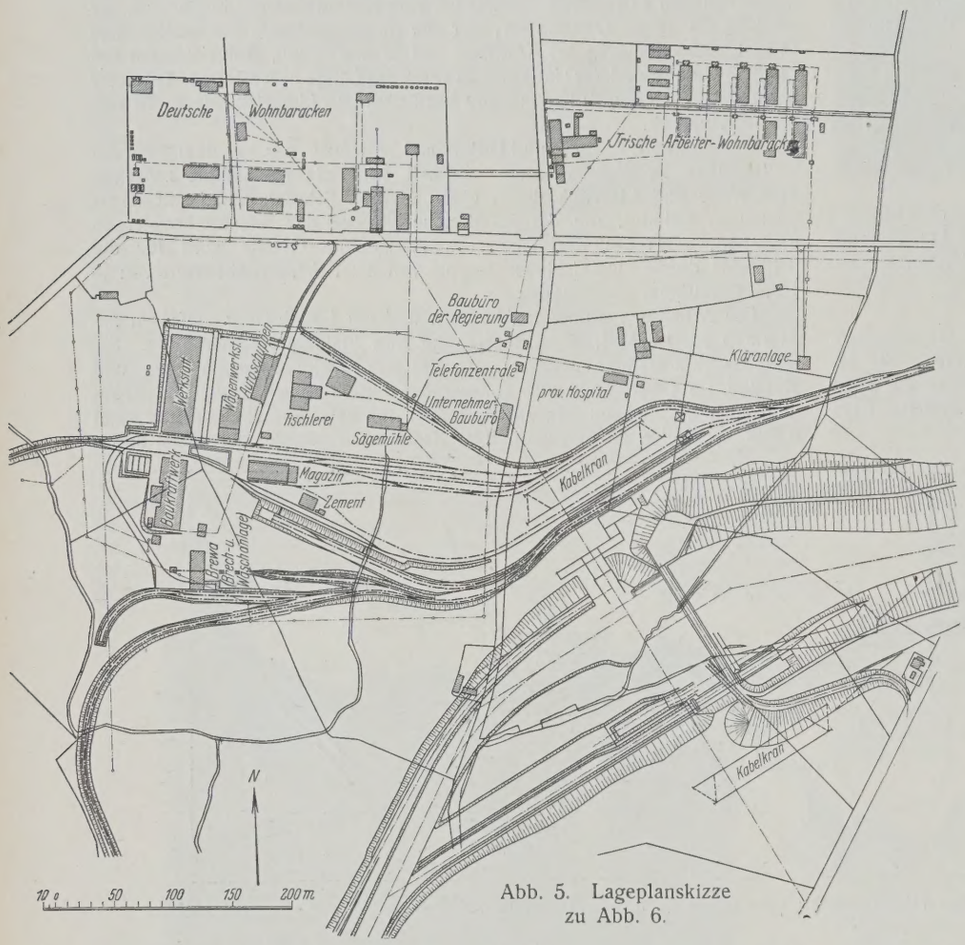


Abb. 5. Lageplanskizze zu Abb. 6.

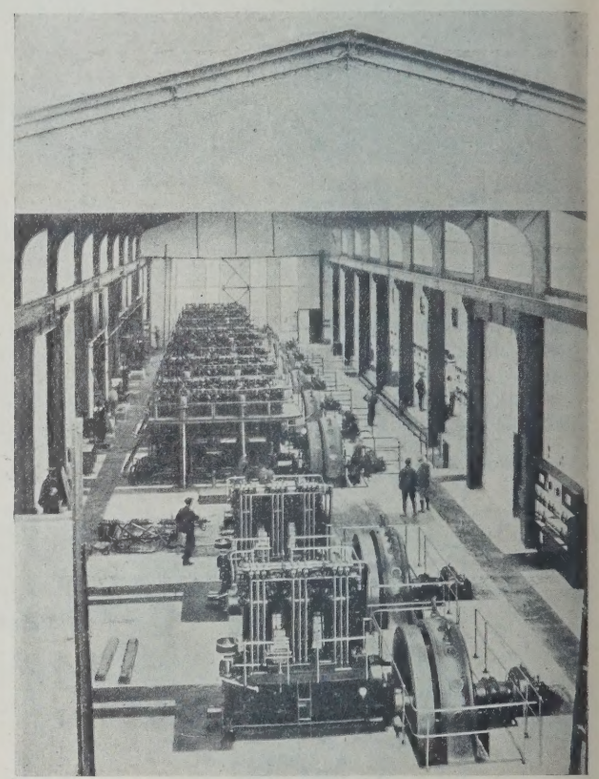


Abb. 7.
Innenansicht des Baukraftwerkes mit 7 Krupp-Dieseln von je 500 PS, 2 Deutz-Dieseln von je 250 PS, Schalteinrichtung und Generatoren von Siemens-Schuckert.

zweitens zu Grobschotter für die Abdeckung des Oberkanalsprofils und drittens zur Dammsicherung verwendet.

Die gesamten, recht umfangreichen und infolge der Boden- und Wetterverhältnisse ziemlich schwierigen Tiefbauarbeiten müssen in einem Lande ausgeführt werden, das eine ausschließlich landwirtschaftliche Bevölkerung hat; nur in den von der Baustelle weit entfernten, östlichen Teilen der Insel findet sich eine geringe Anzahl Industriearbeiter. Aus diesem Grunde wurde zur Bewältigung der zu leistenden Arbeiten die Maschine in weitgehendem Maße eingesetzt. Als Antriebskraft dient ein Baukraftwerk von rd. 4000 PS, das durch Dieselmotoren angetrieben wird (Abb. 7). Über die gesamte Baustrecke von Limerick bis Killaloe führt eine 17 000-V-Hochspannungsleitung, die allen elektrisch betriebenen Baumaschinen den Strom von diesem Baukraftwerk zuführt. Elektrische Antriebskraft hat die Mehrzahl aller Baumaschinen. Nur die eingesetzten Löffelbagger und die

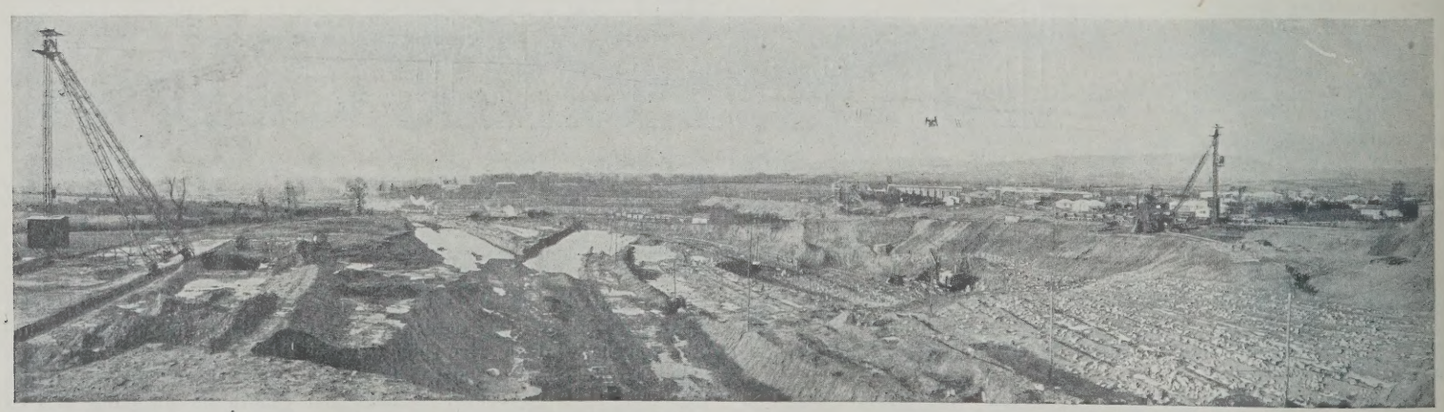
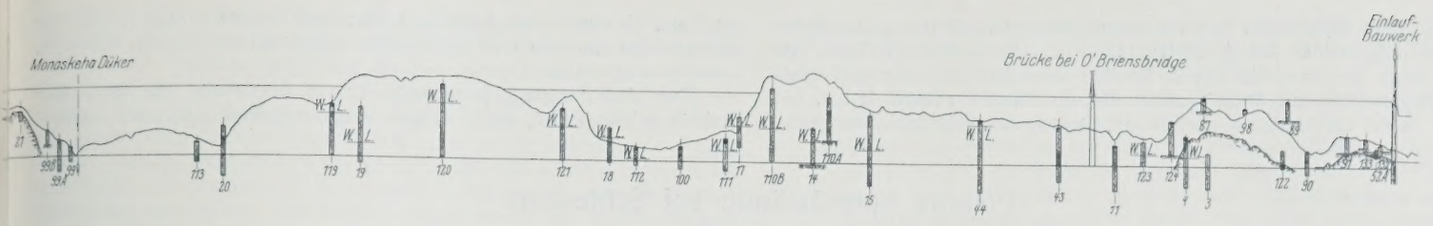


Abb. 6. Ansicht der Hauptbaueinrichtung mit durch Eimerkettenbagger ausgehobener Baugrube des späteren Kraftwerkes. Blick nach dem Untergraben.



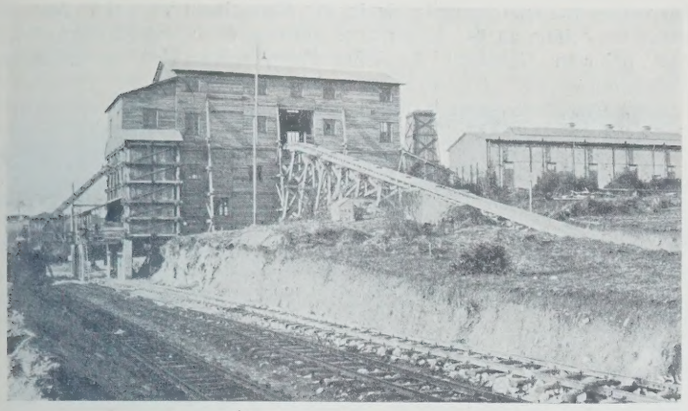


Abb. 8. Brech- und Waschanlage für Schotter, Splitt und Sand in Ardnacrusha. Rechts das Baukraftwerk.

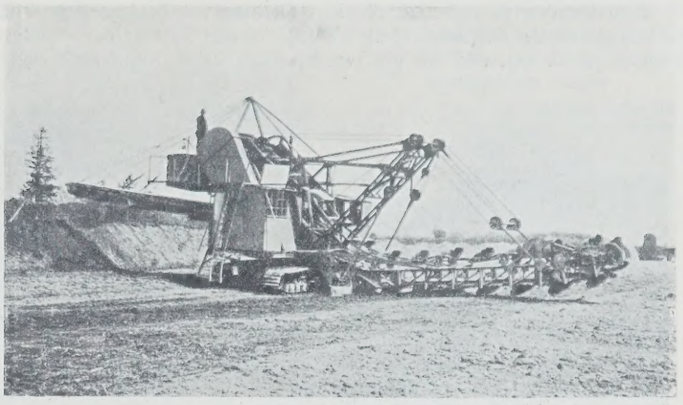


Abb. 9. Abdeckung von Mutterboden durch Eimerkettenraupenbagger.

Lokomotiven für den Erd- und Felstransport haben Dampfantrieb, und außerdem werden noch bewegliche Krane und Eimerkettenraupenbagger mit kompressorlosen Dieselmotoren betrieben.

Zur Bewältigung der Erdarbeiten sind sechs elektrische Eimerkettenbagger von 250 l Eimergröße und drei 2-m³-Löffelbagger eingesetzt. Für die Felsarbeiten arbeiten sieben 2-m³-Löffelbagger, und für Nebenarbeiten und Mutterbodenabdeckung sind vier kleinere Löffelbagger und sieben kleinere Eimerkettenbagger tätig. Nahe dem zukünftigen Kraftwerk ist die Hauptbaueinrichtung des gesamten Baues zentralisiert (Abb. 5 u. 6). Hier befinden sich außer dem Baukraftwerk die Hauptwerkstätte, die Hauptmagazine, eine irische und eine deutsche Arbeiterbarackenstadt, ferner eine große Brech- und Waschanlage zur Herstellung von Sand, Splitt und Schotter aus dem gewonnenen Felsen (Abb. 8), außerdem eine Menge kleinerer aus Abb. 5 u. 6 ersichtlicher Nebenanlagen.

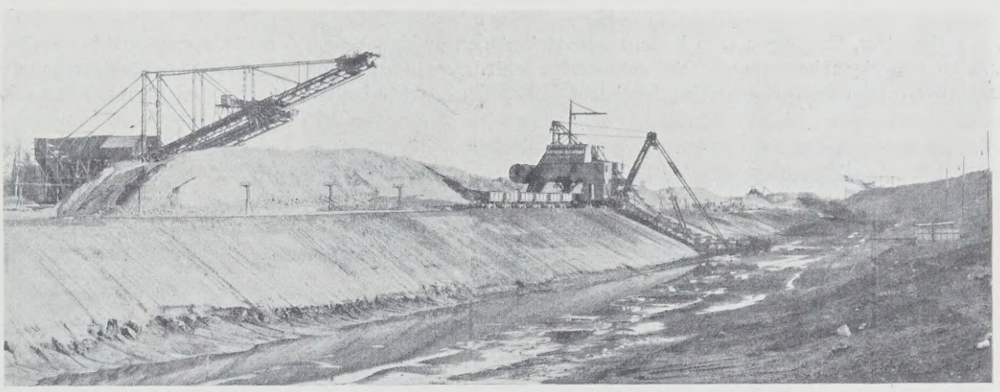


Abb. 10. Aushub des Oberkanals durch zwei elektrische Eimerkettenbagger und Schütten der Dämme durch zwei Absetzmaschinen.

Für die Herstellung der großen, mit sehr flachen Böschungen versehenen Dämme längs des Oberkanals mußten bedeutende Flächen vom Mutterboden befreit werden. Hierfür sind mit Erfolg Eimerkettenraupenbagger mit einem 12 m langen Gurtförderband eingesetzt worden (Abb. 9). Diese Bagger arbeiten zu mehreren zusammen und nehmen den das erste Mal durch den Gurtförderer abgesetzten Mutterboden nochmals auf, um ihn ein zweites Mal zur Seite zu setzen. Es erübrigt sich hierbei die Einsetzung von Transportzügen, und der Mutterboden liegt am Fuße des zukünftigen Dammes zu dessen Abdeckung wieder bereit.

Die Dämme selbst, die bei Anwendung der üblichen Dammbauweise mit Dammkippen recht schwierig herzustellen gewesen wären, weil große Mengen Lehm- nnd Mergelboden bei starkem Regenwetter zu verarbeiten sind, werden durch große Absetzmaschinen hergestellt (Abb. 10). Diese erlauben auch die höchsten, am Oberkanal vorkommenden Dämme zu schütten, und decken gleichzeitig die Dämme mit Mutterboden ab.

Von den erwähnten Kunstbauten zeigt die Abb. 11 den größten, bisher fertiggestellten Dücker, der einen Fluß von 50 m³/Sek. Hochwasser unter dem Oberkanal und an dieser Stelle 18 m hohen Seitendämmen hindurchführt.

Für den gesamten Bau der Tiefbauarbeiten der Shannonwasserkraft sind $3^1/_2$ Jahre Bauzeit vorgesehen, und in dem bisher verflossenen reichlich einen Jahr ist mit einer Arbeiterschaft von rd. 2500 Mann, wovon etwa 300 deutsche Arbeiter sind, der Bau gut gefördert worden.

Die gesamten Baustoffe, mit Ausnahme des Zementes, und alle Bau- und Kraftmaschinen wurden aus Deutschland bezogen und im Hafen Limerick an Land gebracht. Da die Baustelle selbst keinen Vollbahnanschluß hat, so mußten vom Hafen Limerick sämtliche Geräte und Stoffe mittels Lastautos zum Anfangsbahnhof der Bauschmalspurbahn (90 cm Spur) gefahren werden. Diese beginnt am Ende des Untergrabens, außerhalb Limericks, und läuft bis zum Wehr. Sie dient außer den obigen Zwecken auch den Erd- und Felstransporten der gesamten Bauarbeiten.

Unter Berücksichtigung der abgelegenen Lage der Baustelle in einem wenig bevölkerten, nur Landwirtschaft aufweisenden Teil Irlands mußten

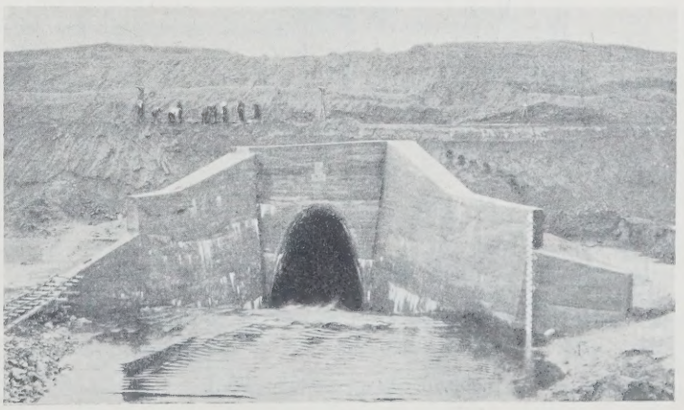


Abb. 11. Einlauf des ersten fertiggestellten Kunstbaues: Blackwaterdücker mit 50 m³/Sek. Durchflußleistung unter 18 m hohen Kanaldämmen.

zu den dem eigentlichen Bau dienenden Anlagen noch eine ganze Reihe solcher allgemeiner Art geschaffen werden. Die deutsche Kolonie, die sich längs der Baustelle durch die 300 deutschen Arbeiter und etwa 100 Angestellten mit ihren Familien für die Bauzeit entwickelt hat, hat daher außer zahlreichen deutschen Holzhäusern auch eine deutsche Schule, ein Kino, Kantinen und deutsche Läden und ist durch eine regelmäßig fahrende Omnibuslinie und Autoverkehr untereinander und mit der Stadt Limerick verbunden.

Über den Fortgang der Arbeit, die in Irland von der deutschen Technik geleistet wird, soll in einigen weiteren Aufsätzen berichtet werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Eiserne Spundwände bei Schleusen.

Von Oberbaurat **Kölle**, Bremen.

Eine für den Betrieb und die Unterhaltung von Schleusen wichtige Forderung ist die möglichst glatter Wände in den Kammern. — „Glatt“ dahin zu verstehen, daß vor die Wandfluchten keine Konstruktionsteile, wie Reibehölzer, Gurtungen (von Leitern oder Halteringen und ähnlichem ganz zu schweigen) hervorragen. Bei gemauerten Schleusenwänden (Beton oder etwa verblendeten Mauern) ist dies leicht durchzuführen. Die Leitern werden in Nischen angelegt, die Halteringe oder -haken in versenkten Kasten, die Reibehölzer — die nicht als „Reibe“-hölzer dienen sollen, sondern als Hölzer, gegen die die Schiffer ihre eisernen Haken ansetzen können — werden ebenfalls bis in die Mauerflucht versenkt. Man läßt lieber die Schiffe an der Mauerfläche entlanggleiten (die Mannschaft wird zum fleißigen Gebrauch der Fender verpflichtet und daraufhin vom Schleusenpersonal kontrolliert), als daß man die Schiffe (namentlich auch die Radkasten der Schleppdampfer) hinter vorspringende Konstruktionsteile haken läßt, dabei nicht nur sich selbst beschädigend, sondern auch diese Konstruktionsteile stark beanspruchend und abnutzend. Die wagerechten Gurtungen von Spundwänden werden den Schiffen dadurch gefährlich, daß beim Füllen oder Entleeren der Schleuse die Schiffe sich unter die Gurtung haken oder darauf setzen können. Wenn, wie gesagt, bei gemauerten Wänden die Forderung einer glatten Fläche leicht durchzuführen war, so war dies bei Spundwänden der Gurtung wegen, und auch weil man oft nicht auf die „Reibehölzer“ verzichten wollte, schwieriger, weil man sich nicht entschließen konnte, die Wände so zu konstruieren, daß sie auch „glatte“ Flächen ergaben.

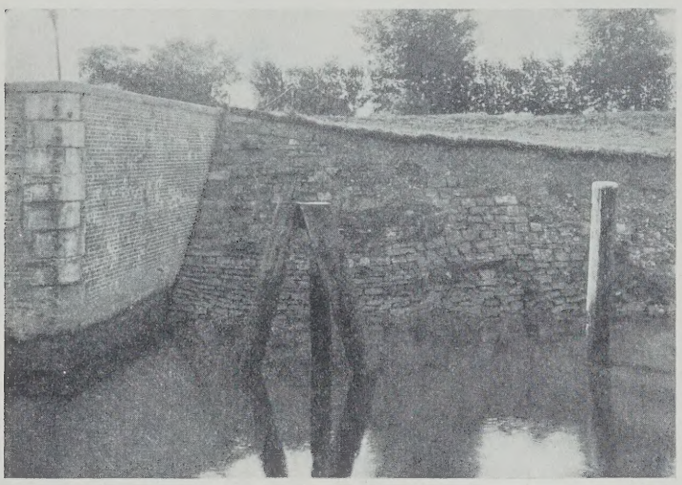


Abb. 1. Dalben vor dem Unterhaupt der großen Schleuse.

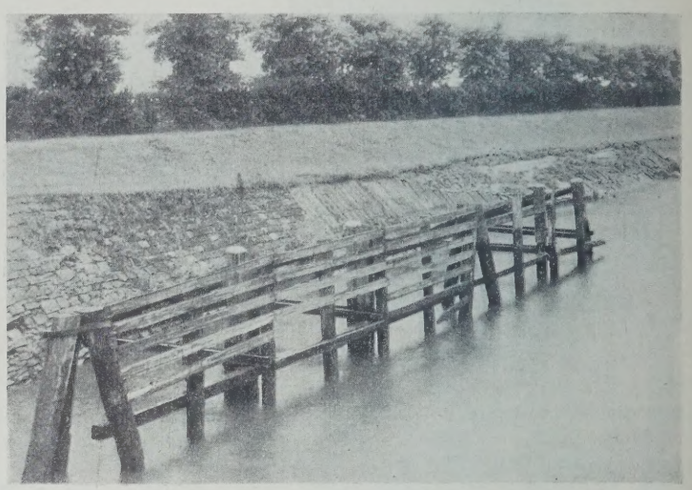


Abb. 2. Leitwerk aus Dalben vor dem Unterhaupt der großen Schleuse.

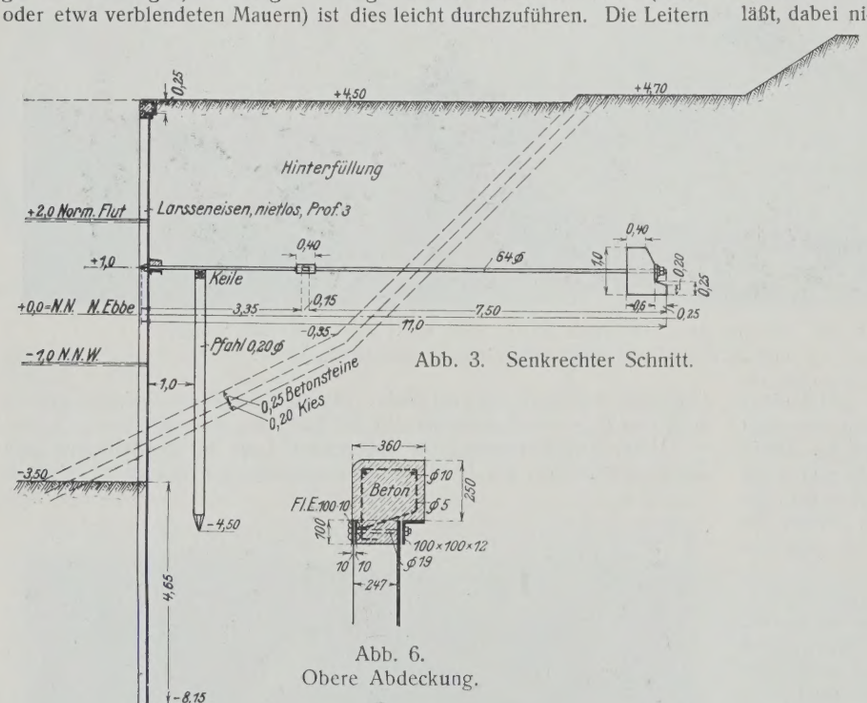


Abb. 3. Senkrechter Schnitt.

Abb. 6.
Obere Abdeckung.

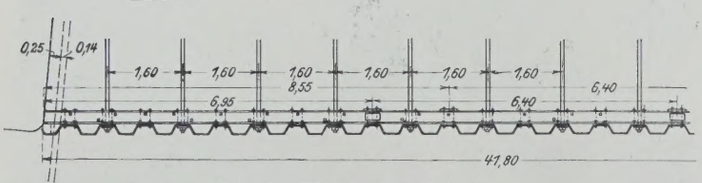


Abb. 5. Wagerechter Schnitt.

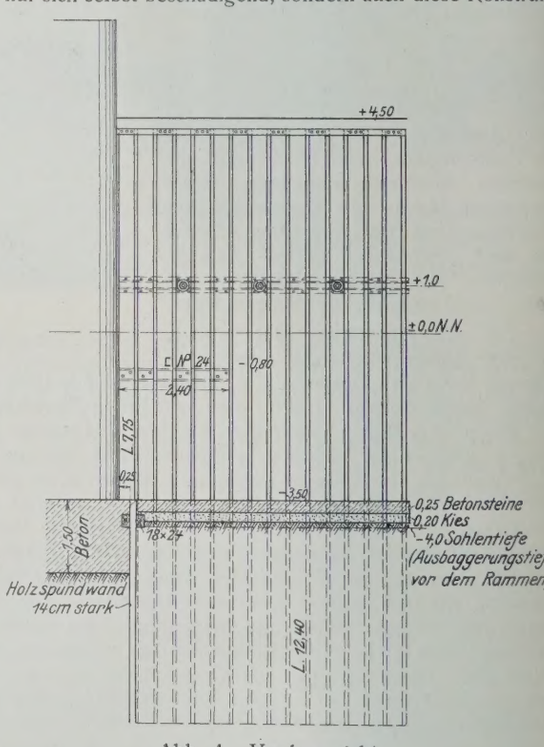


Abb. 4. Vorderansicht.

Eine weitere wichtige Forderung bei Schleusen ist die der möglichst schlanken und glatten Einfahrt der Schiffe in die Kammern. Rechtwinklig abschließende Häupter, gegen die die befestigten Böschungen der Unter- oder Oberkanäle stoßen, sind sehr ungünstig, weil die Schiffe leicht davorlaufen. Man hat deswegen wohl den Häuptern schräg in den Kanal verlaufende Flügelmauern gegeben oder „Leitwerke“ angeordnet. Flügelmauern werden, wenigstens wenn sie die erforderliche Länge haben sollen, sehr teuer, und „Leitwerke“, d. h. meistens Dalben mit oder ohne Längsverbindung aus Balken oder Bohlen, haben wieder den großen Nachteil, daß die Schiffe hinterhaken und in der Fahrt gehemmt werden. Aber auch für die Unterhaltung sind sie sehr nachteilig, weil sie infolge der starken Inanspruchnahme häufig ausbesserungs- und erneuerungsbedürftig werden — abgesehen von der verhältnismäßig geringen Lebensdauer wegen des Morschwerdens (bei Holzkonstruktion 15 bis 20 Jahre). Vor aufgelösten Eisenbetonkonstruktionen ist zu warnen, weil sie gegen Schiffstöße nicht genügend „Masse“ bieten und ohne Schutz durch Reibehölzer nicht der unmittelbaren Berührung mit den fahrenden Schiffen ausgesetzt werden sollten. Spundwände wiederum bieten die oben erwähnten Nachteile, falls sie in der üblichen Ausführung (Gurtung und Reibehölzer) hergestellt werden.

Bei der Schleuse der Wehranlage bei Bremen sind nun als Leitwerke an den Unterhäuptern nachträglich Larssen-Spundwände angeordnet worden, bei denen die Gurtung auf die Rückseite der Spundwand gelegt und Reibehölzer weggelassen wurden, so daß die eiserne Wand eine „glatte“ Fläche bildet, an der die Schiffe unmittelbar und ohne Schaden für sie und die Wand entlangscheuern können.

Die Bezeichnung „glatte“ Fläche ist bei Larssen-Spundwänden nicht etwa deshalb eine Illusion, weil jede zweite Bohle „einspringt“. Diese Einbuchtungen geben den Schiffen keine Möglichkeit des Hinterhakens, weil sie zu eng sind. Es darf also in diesem Sinne wohl von einer glatten Fläche gesprochen werden.

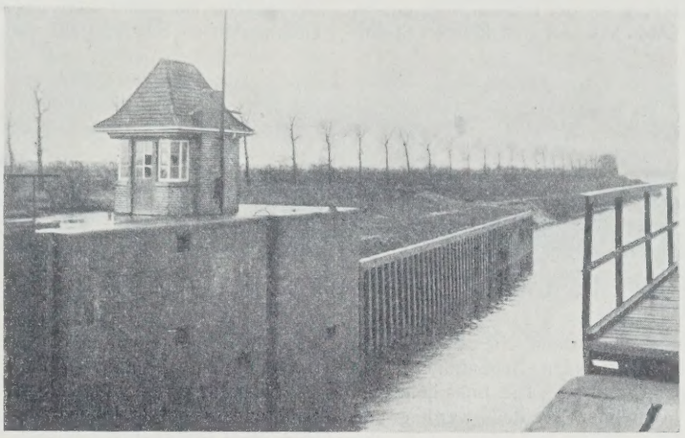


Abb. 7. Neues Leitwerk vor dem Unterhaupt der großen Schleuse aus Larssen-Spundwänden, von der Kaimauer aus gesehen.

mitgenommen, daß eine Erneuerung unbedingt erforderlich war. Wenn aber das vorhandene Leitwerk ersetzt werden sollte, so war anzustreben, dabei möglichst drei Hauptforderungen zu erfüllen:

1. Eine schwer zu unterhaltende steile Böschung war in unmitelbarer Nähe des Unterhauptes zu vermeiden.
2. Hölzerne Leitwerke in aufgelöster Konstruktion (Dalben), die sehr starker Abnutzung ausgesetzt sind und daher hohe Unterhaltungskosten verursachen, sollten ebenfalls vermieden werden.
3. Es sollte möglichst eine glatte Fläche ohne Reibehölzer geschaffen werden, die Schiffstöße unmittelbar aufnehmen und ein möglichst schlankes, d. h. durch keine vorspringenden Konstruktionsteile behindertes Einfahren aus dem Unterkanal in die Kammer gewährleisten sollte.

Diesen Forderungen entsprach am besten eine eiserne Spundwand, die (im Grundriß) von der landseitigen Hauptecke schräg in die Böschung des Unterkanals einschnitt, also gewissermaßen eine trichterförmige Einfahrt ergab. Um die Forderung einer „glatten“ Wand vollkommen zu erfüllen, wurde dann (hier wohl zum ersten Male) die Gurtung auf die Rückseite der Wand gelegt. Es widerstrebte einem natürlich, diese vom rein theoretischen und konstruktiven Standpunkte aus etwas verpönte (manche werden sagen „fehlerhafte“) Anordnung auszuführen. Aber anderseits war doch zu überlegen, ob man sich nicht mit einer weniger „einwandfreien“ Konstruktion begnügen sollte (die natürlich immerhin noch die Standsicherheit der Wand gewährleistete), falls man dadurch die außerordentlichen Vorteile einer glatten Wand erreichte. Anordnung der Larssenwand und Einzelheiten sind aus Abb. 3 bis 6 hinreichend ersichtlich.

Die Spundwand hat sich in betrieblicher Hinsicht aufs beste bewährt. Sie kann Stöße vertragen, und die Schiffe können ruhig an ihr entlangscheuern, ohne daß sie dadurch abgenutzt oder gefährdet wird. Wenn man erlebt hat, was die Unterhaltung der Reibehölzer vor der älteren

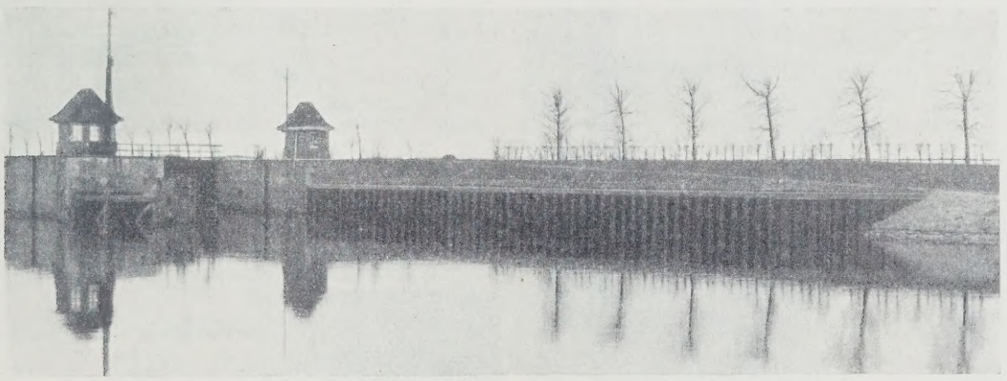


Abb. 8. Neues Leitwerk vor dem Unterhaupt der großen Schleuse aus Larssen-Spundwänden, von Unterwasser gesehen.

Beim Bau der fraglichen Schleusen, einer Schleppzugschleuse von 350 m und einer kleinen Schleuse von 70 m Länge, im Jahre 1907/08 sind die landseitigen Kammerwände als Larssen-Spundwände ausgeführt worden in der üblichen Anordnung mit vorn liegender Gurtuug und Reibehölzern. Die Mittelmauer (zwischen beiden Schleusen) ist in Beton mit Klinkerverblendung ausgeführt und bietet eine vollkommen glatte Fläche. Die befestigten Unterkanalböschungen liefen stumpf gegen die rechtwinklig abgeschnittenen Unterhäupter. Am Unterhaupte der großen Schleuse waren von der landseitigen Ecke des Hauptes aus als Leitwerk Dalben mit verbindenden Längsbohlen angeordnet (Abb. 1 u. 2). Die bei der Entleerung der Schleusen entstehenden heftigen Wirbel und Strömungen griffen den Fuß der 1 : 1 geneigten Böschung in der Nähe des Unterhauptes stark an, so daß trotz häufiger Ausbesserungen ständig Rutschungen eintraten, durch die auch die Schiffahrt gefährdet war, weil sich die abgerutschten Pflasterungssteine auf der Sohle ablagerten. Weiter waren nach etwa 15 Jahren die Leitwerkdalben durch die Schiffstöße und die natürliche Vermorschung derart

Kammerspundwand für Kosten und unbequeme Instandsetzungsarbeiten verursacht und welch schlechtes Aussehen die stark in Anspruch genommenen Reibehölzer gewähren, so springt der große Vorteil der hinten verankerten Spundwand besonders in die Augen. Sie verursacht sozusagen gar keine Unterhaltungsarbeiten, als höchstens von Zeit zu Zeit einen Rostschutzanstrich, und gewährt immer ein tadelloses Aussehen (Abb. 7 u. 8). Diese Vorteile begünstigen m. E. die Verwendungsmöglichkeiten von Larssen-Spundwänden. Sie werden, bei Anwendung dieser Bauweise leichter mit gemauerten Schleusenwänden oder Bollwerken in Wettbewerb treten können und sind in dieser Ausführung gerade als Leitwände vor Schleusen unübertrefflich. Die verhältnismäßig geringen Mehrkosten, die etwa durch die besondere Ausbildung der hinten liegenden Gurtung entstehen, werden durch die erwähnten Vorteile mehr als reichlich aufgewogen. Auf Grund der guten Bewährung bei der Bremer Schleuse sind auch bereits anderwärts mehrfach Larssen-Spundwände mit hinten liegender Verankerung ausgeführt worden.

Ergebnis des engeren Ausschreibens zur Erlangung von Entwürfen für den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim zum Ersatz der Schiffbrücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. ehr. Dr. techn. h. c. **Schaper.**

(Fortsetzung aus Heft 9.)

6. Entwurf: „Colonia magna“ (Abb. 18). Verfasser: Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf, für die eisernen Überbauten; Wayss & Freytag, Frankfurt a. M., für die Unterbauten und Dipl.-Ing. M. Faber für den künstlerischen Teil.

Im Hauptentwurf wird der Rhein von einem vollwandigen, zum größten Teil über der Fahrbahn liegenden, 209,3 m weit gespannten Bogen ohne Zugband und von einem vollwandigen, unter der Fahrbahn liegenden, 98 m weit gestützten Bogen überbrückt (Abb. 18). An den kleinen Stromüberbau schließen sich zur Überbrückung des linksrheinischen Flutgebietes vier Überbauten mit unter der Fahrbahn liegenden Bogenträgern von 70,5 m, 56,8 m, 46,9 m und 40,3 m Spannweite an. Die linksrheinische Hafenbahn, der Deichweg und die Mülheimer Freiheit werden von Blechträgerüberbauten und die Mülheimer Werft von einem Gewölbe überspannt. In einem Nebenentwurf schlagen die Verfasser vor, den rechtsrheinischen Uferpfeiler unmittelbar an das Ufer heranzurücken und dadurch die Spannweite des großen Stromüberbaues auf 203,3 m einzuschränken. Das Ufergleis muß in diesem Falle landeinwärts um den Pfeiler herumgeführt werden.

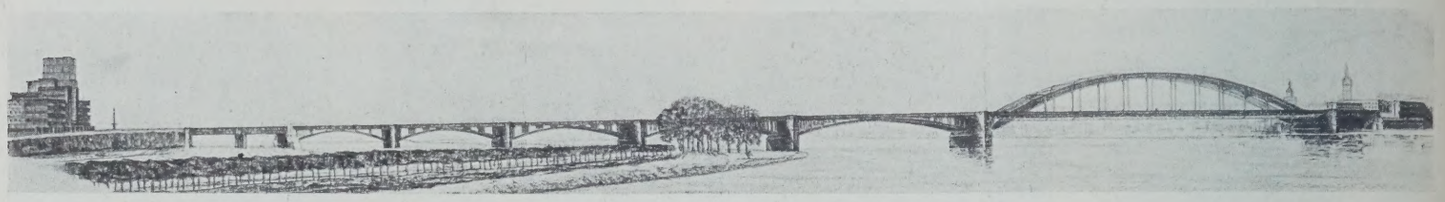


Abb. 18. Entwurf: „Colonia magna“. Gesamtansicht der Brücke.

Der große Stromüberbau hat zwei Hauptträger, die andern Bogenträgerüberbauten haben je sechs Hauptträger, von denen die beiden mittleren und links und rechts von diesen je die beiden äußeren je zu einem besonderen, von den beiden andern vollständig getrennten Überbau zusammengefaßt sind. Der mittlere Überbau trägt die Straßenbahn-, später die Schnellbahngleise, jeder der beiden äußeren Überbauten eine Straßenfahrbahn und einen Fußweg. Die Kämpfer der unter der Fahrbahn angeordneten Bogen liegen auf einer geraden geneigten Linie, die am Widerlager vor dem Deichweg hochwasserfrei ausläuft.

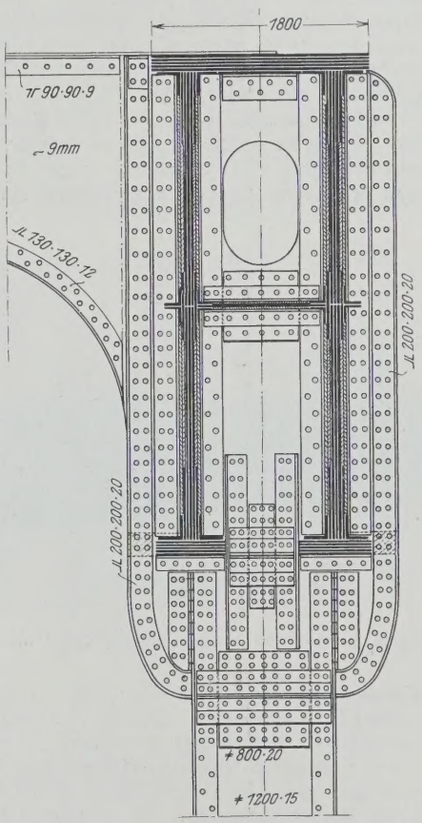


Abb. 19. Querschnitt durch den Bogen und Anschluß der Hängestangen.

Die Fahrbahntafel des Straßendammes soll nicht aus Belageisen, sondern aus Buckelplatten gebildet werden, und die Querschwellen der Straßenbahn, später der Schnellbahn, sollen nicht in einem Schotterbett, sondern aus Gründen der Sparsamkeit in offener Konstruktion unmittelbar auf den Längsträgern gelagert werden. Sonst bietet die Durchbildung der Fahrbahn keine Besonderheiten. Auch die sehr gut durchgearbeiteten Einzelheiten der Bogenträger und ihrer Verbände entsprechen den üblichen bewährten Formen. Die Pfeilhöhe des 209,3 m weit gespannten Bogens mißt 30 m. Der Abstand der Hängestangen des großen Überbaues beträgt 16,1 m. Der Querschnitt des doppelwandigen Bogens und der Anschluß der Hängestangen am Bogen ist aus Abb. 19 zu ersehen. Die Stegblechhöhe des großen Bogens mißt in der Mitte 3,3 m, an den Punkten, an denen er die Fahrbahn durchschneidet, 4,7 m und an den Kämpferlagern 1,8 m. — Die unter der Fahrbahn liegenden Überbauten und die seitlichen Teile des großen Stromüberbaues sollen auf gerammten Gerüsten und der mittlere Teil des letzteren auf eingeschwommenen Rüstträgern zusammengebaut werden. Der große Überbau soll als Dreigelenkbogen aufgestellt werden. Das Scheitelgelenk wird erst nach dem Aufbringen der ganzen ständigen Last geschlossen. Als Baustoff für die eisernen Überbauten ist Siliziumstahl vorgeschlagen.

Der Strompfeiler und der linksrheinische Uferpfeiler sollen im Druckluftverfahren, die anderen Pfeiler und Widerlager in offener Baugrube — teils auf Eisenbetonpfählen, teils unmittelbar auf dem tragfähigen Baugrund — gegründet werden. Abb. 20 stellt den Strompfeiler dar. Es sind zwei Eisenbetonsenkkasten von je 25 · 26 Grundfläche und 6,5 m Höhe vorgesehen. Der Pfeilerschaft ist ein Eisenbetonhohlkörper mit Querrippen. Die Hohlräume sind durch Einsteig- und Durchgangsöffnungen zugänglich. Durch kleine Durchflußöffnungen unter Niedrigwasser ist dafür gesorgt, daß das Wasser zu- und abfließen kann. Die Kämpferdrücke werden durch eine kräftige, eisenbewehrte Kopfplatte aufgenommen.

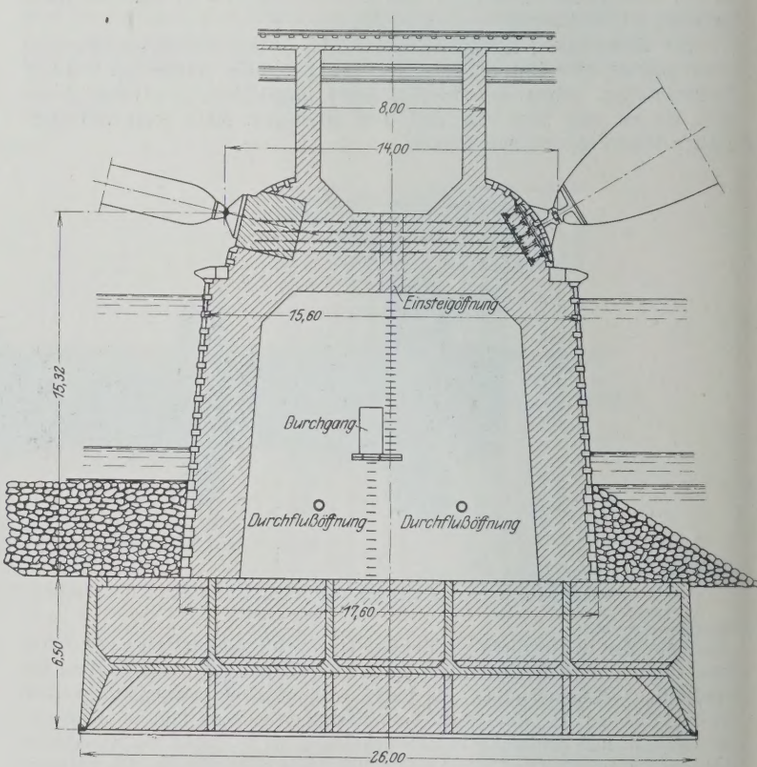


Abb. 20. Schnitt durch den Strompfeiler.

Die Kosten für die Ausführung nach dem Hauptentwurf sind zu 10 848 731 R.-M. veranschlagt.

Das Brückenbild dieses Entwurfes ist, wenn man von der Anordnung eines Strompfeilers absieht, als sehr gelungen zu bezeichnen. Ein Modell ließ die Schönheit der ganzen Überbrückung deutlich in die Erscheinung treten.

7. Entwürfe: „Von Ufer zu Ufer“. Verfasser: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg, für die eisernen Überbauten; Grün & Bilfinger A.-G., Köln, für die massiven Bauwerke

und die Unterbauten, und Baudirektor Adolf Abel, Köln, für den künstlerischen Teil.

a) Hauptentwurf „Balkenbrücke“ (Abb. 21 u. 22).

Der Rhein wird von einem über zwei ungleiche Öffnungen durchgehenden Parallelfachwerkträger überbrückt, dessen Ausfachung nur aus Schrägstäben besteht. Pfosten sind vermieden worden, um in der Schrägansicht keine Durchschneidung von senkrechten und schrägen Stäben zu erhalten. Die Stützweite des Überbaues über der Hauptschiffahrtöffnung mißt 216 m, die des Überbaues über der kleinen Stromöffnung 123,72 m. Es sind zwei Hauptträger angeordnet, deren Höhe zwischen den Gurtnetzlinien 20 m beträgt. Die Feldweite ist 15,38 m.

Abb. 21. Entwurf: „Von Ufer zu Ufer“. Hauptentwurf: Balkenbrücke. Seitenansicht rheinaufwärts.

Der Entwurf sieht für das erste Ausbaustadium zwei Möglichkeiten vor: erstens die Fußwege gemäß den Ausschreibungsbedingungen innerhalb der Hauptträger anzuordnen, zweitens die Fußwege von vornherein außerhalb der Hauptträger zu legen. Für den zweiten Fall würde der mittlere Teil der Brückenfahrbahn für den späteren Einbau der Schnellbahn vorläufig frei bleiben. Für den ersten Fall beträgt der Mittenabstand der Hauptträger 27 m, für den zweiten Fall 26,2 m.

Der große Überbau biegt sich unter der Verkehrslast nur 6,5 cm durch.

Das linksrheinische Flutgebiet wird von fünf Eisenbetongewölben an 33,59 m, 36 m, 38 m, 40 m und 42 m Lichtweite überbrückt; auch für die Überbrückung der Mülheimer Werft und der Mülheimer Freiheit sind Eisenbetongewölbe von 43 und 38 m Lichtweite vorgesehen. Über der linksrheinischen Hafenbahn und der Deichstraße liegen Eisenbetonplattenbalken-Überbauten.

Der große Überbau soll in einem Zuge vom Kölner Ufer aus nach dem Mülheimer Ufer zu in der Weise aufgestellt werden, daß zunächst der Überbau über der kleinen Stromöffnung auf festen gerammten Gerüsten errichtet wird, dann die sich anschließende Hälfte des Überbaues über der großen Stromöffnung im freien Vorbau zusammengebaut und auf einem in der Mitte der großen Stromöffnung errichteten Hilfspfeiler abgesetzt wird und schließlich die andere Hälfte des großen Stromüberbaues wieder auf den aus der kleinen Stromöffnung entnommenen festen Gerüsten aufgestellt wird.

Einem Nebenentwurf der Verfasser liegt der sehr beachtenswerte Vorschlag zugrunde, die Überbrückung nicht für die Überführung der Stadtschnellbahn, deren Bau vielleicht erst in Jahrzehnten verwirklicht wird, herzurichten. Der Mittenabstand der Hauptträger des Stromüberbaues verringert sich dadurch auf 17,6 m. Als Baustoff für den Stromüberbau sieht der Nebenentwurf Siliziumstahl vor. Während der nach den Ausschreibungsbedingungen durchgeführte Hauptentwurf für den Stromüberbau ein Gewicht von 14 600 t ergibt, beträgt dies Gewicht nach dem Nebenentwurf nur 8320 t. In den äußeren Formen schließt sich der Nebenentwurf dem Hauptentwurf eng an.

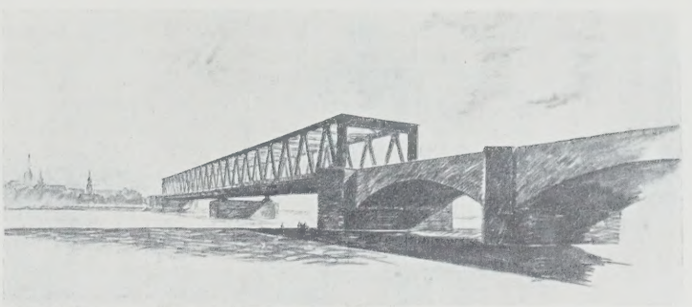


Abb. 22. Entwurf: „Von Ufer zu Ufer“. Hauptentwurf: Balkenbrücke. Schrägansicht.

Der Strompfeiler und die beiden Uferpfeiler sollen im Druckluftverfahren, die anderen Pfeiler und Widerlager in offener Baugrube gegründet werden.

b) Hauptentwurf: „Hängebrücke“ (Abb. 23).

Die Hängebrücke selbst lehnt sich in ihrer äußeren Form an die von den Entwurfsverfassern erbaute, unübertreffliche Hängebrücke über den Rhein zwischen Köln und Deutz an. Auch im vorliegenden Falle ist wie in Köln-Deutz eine in sich verankerte Hängebrücke mit vollwandigen, nur 1,1 m über die Fußsteige sich erhebenden Versteifungsträgern gewählt. Für die Wahl dieser Bauart war es besonders zweckmäßig, nicht zwei, sondern vier Hauptträger anzuordnen (Abb. 24). Dabei sollen die Fußsteige außerhalb der äußeren Hauptträger auf Konsolen, die beiden Straßenfahrdämme mit den Straßenbahngleisen je zwischen einem äußeren und einem mittleren Hauptträger und die Stadtschnellbahngleise zwischen den beiden mittleren Hauptträgern liegen (Abb. 25). Der Mittenabstand der äußeren Hauptträger von den mittleren beträgt 10,6 m, der mittleren unter sich 9 m. Die Fahrbahn der Stadtschnellbahn wird erst später bei Bedarf eingebaut; an der übrigen Fahrbahn brauchen dabei keinerlei Änderungen vorgenommen zu werden. Die Querträger der Fahrbahn der Schnellbahn stützen sich gelenkig auf kleine Konsole der mittleren Versteifungsträger. Die beiden Überbauten links und rechts können sich daher für sich durchbiegen, ohne Zwängungen in den Fahrbahnteilen der Schnellbahn hervorzurufen.

Ein Vorteil der Anordnung von vier Hauptträgern ist auch der, daß die eine Brückenhälfte schon dem Verkehr übergeben werden kann, während an der anderen Hälfte noch gearbeitet wird. Außerdem ermöglicht es die Anordnung von vier Hauptträgern, die Fußsteige und die Straßenfahrdämme gegen die in ihrer Höhenlage unabänderlichen Schnellbahngleise so weit zu heben, daß die vollwandigen Versteifungsträger nur 1,1 m über die Fußsteige und die Straßenfahrdämme hinausragen (Abb. 25). Die S.-O. der Schnellbahn liegt 2,1 m unter der Oberkante der Versteifungsträger, so daß bei einer Höhe des Wagenfußbodens von 1 m über S.-O. auch die Fahrgäste der Schnellbahn einen freien Blick über die Versteifungsträger hinweg auf die Umgebung haben.

Der mittlere Überbau der Hängebrücke überspannt die Hauptschiffahrtöffnung mit einer Stützweite von 247,2 m, die beiden seitlichen

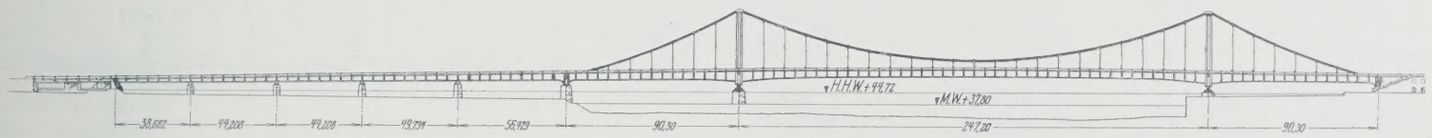
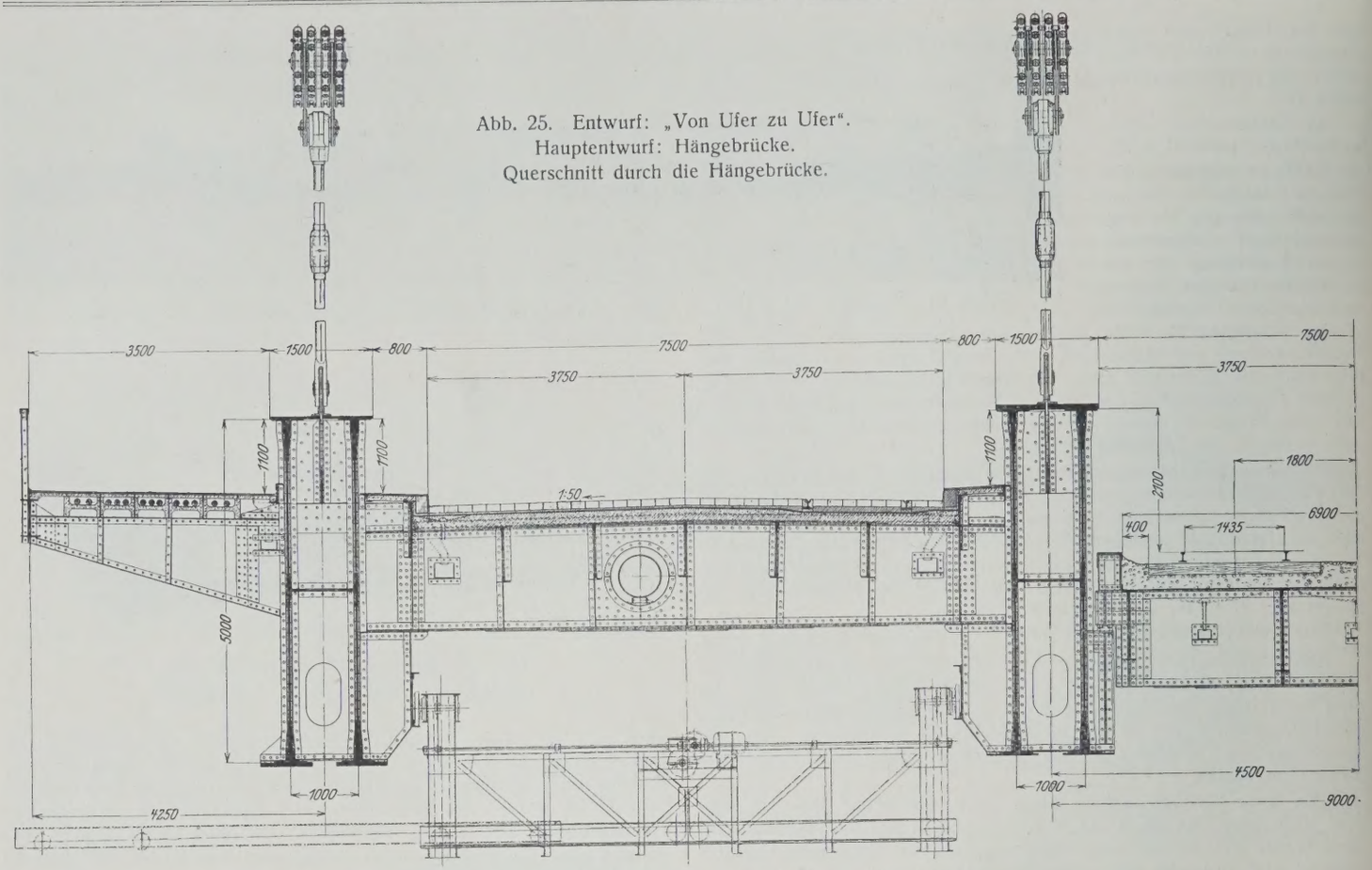


Abb. 23. Entwurf: „Von Ufer zu Ufer“. Hauptentwurf: „Hängebrücke“. Gesamtansicht der Brücke.

Abb. 24. Entwurf: „Von Ufer zu Ufer“. Hauptentwurf: Hängebrücke.

Abb. 25. Entwurf: „Von Ufer zu Ufer".
Hauptentwurf: Hängebrücke.
Querschnitt durch die Hängebrücke.



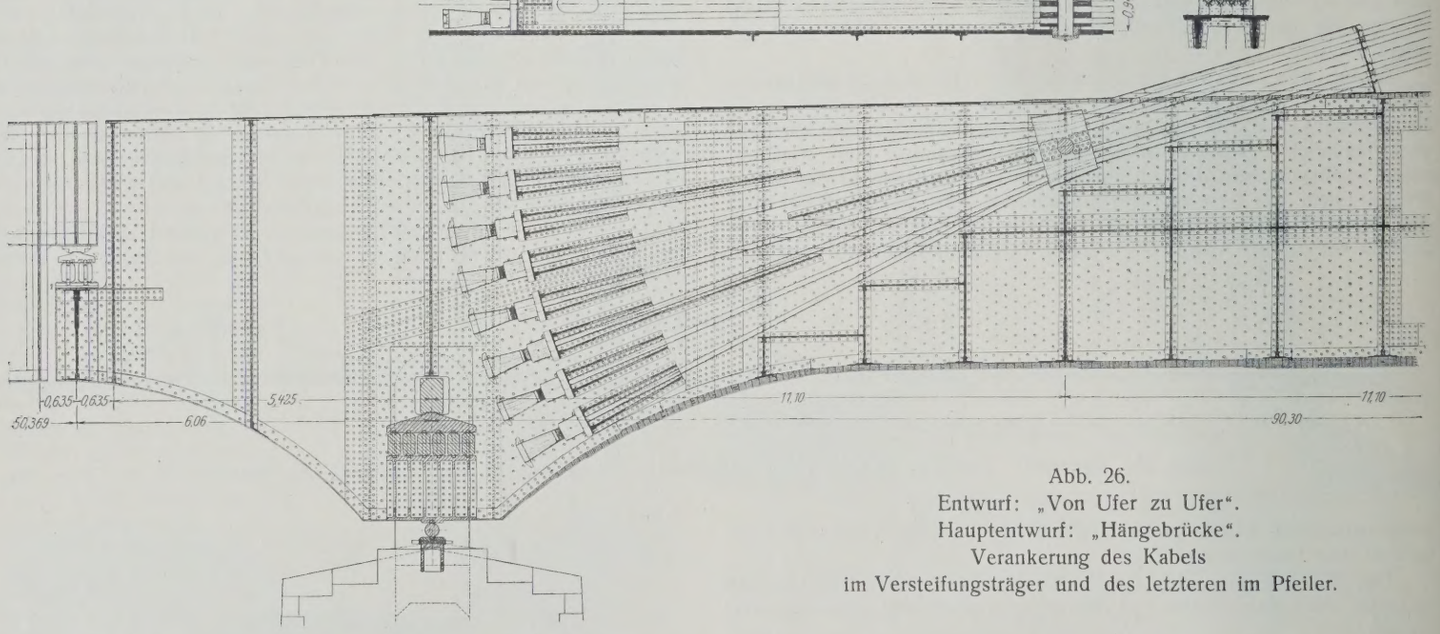


Abb. 26.
Entwurf: „Von Ufer zu Ufer".
Hauptentwurf: „Hängebrücke".
Verankerung des Kabels
im Versteifungsträger und des letzteren im Pfeiler.

Überbauten haben 90,3 m Stützweite. Der rechtsrheinische Seitenüberbau überbrückt die Mülheimer Werft und die Mülheimer Freiheit, der linksrheinische die kleine Stromöffnung.

Die Pfeilhöhe des Hängegurtes in der Mittelöffnung beträgt 26 m; die Schnittpunkte der beiderseitigen Seillinien über den Pylonen liegen 30,372 m und der tiefste Punkt des Hängegurtes in der Mitte der Mittelöffnung 3,2 m über der Oberkante der Versteifungsträger.

Die Hängegurte werden von je 16 voneinander getrennten Einzelkabeln patentverschlossener Konstruktion (Abb. 25), und zwar bei den beiden äußeren Tragwänden von 102 mm Durchm. und bei den beiden inneren Tragwänden von 108 mm Durchm. gebildet. Der Abstand der Kabel unter sich wird in den Anschlußpunkten der Hängestangen durch die Anschlußkonstruktion der letzteren gesichert. Die Anschlußkonstruktion ist in der von den Verfassern schon früher angegebenen Art und Weise (vergl. „Schaper, Eiserne Brücken", 5. Aufl., S. 408 und Abb. 692) durchgebildet. Durch die Bandagen greift ein Gelenkbolzen, auf dem an der Innenseite der äußeren Bandagen zwei Anschlußbleche sitzen. An diesen Blechen ist der geschmiedete Kopf der Hängestange gelenkig angeschlossen. Die aus einem Rundeisen bestehende Hängestange greift mit einem Gewinde in den Kopf und ist unten an dem Versteifungsträger gelenkig an einem Blech angeschlossen, das die Kopfplatten des Versteifungsträgers durchdringt und durch Querschotten an den Tragwänden befestigt ist. Die Hängestangen sind mit Spannschlössern versehen, um sie bei der Montage und nach Bedarf auch später nachspannen zu können.

Die Pylonen (Abb. 24) sind Pendelsäulen, die oben durch vollwandige Riegel miteinander verbunden sind. Sie haben quadratischen Querschnitt

mit vollen Blechen an den vier Außenseiten, mit vollwandigen Quer- und Längsaussteifungen und mit wagerechten Querschotten. Durch Mannlöcher ist für die Zugänglichkeit ihres Inneren gesorgt. Die Gesamthöhe der Pylonen einschließlich der Lager mißt 40,71 m. Die Kabel sind in einzelnen, miteinander verschraubten Sattelstücken über die Pylonenköpfe geführt.

Abb. 27. Entwurf: „Von Ufer zu Ufer". Nebenentwurf: Große Hängebrücke.

Die Versteifungsträger sind doppelwandig (Abb. 25). Die Stegblechhöhe beträgt im mittleren Teil der großen Stromöffnung 5 m, nimmt nach den Pylonen allmählich bis auf 6,5 m zu und von da aus in den Seitenöffnungen wieder bis auf 4,5 m ab. An den Endauflagerpunkten ist der Untergurt stark herabgezogen (Abb. 26), um die für den Einbau der Kabelverankerung notwendige Höhe zu gewinnen. Der lichte Abstand der beiden Stegbleche beträgt 980 mm, die Breite der oberen Kopfplatten 1500 mm und der Zwischenraum zwischen den Fußplatten 350 mm. Querschotten und ein in halber Höhe der Stegbleche und in der ganzen Länge durchlaufendes wagerechtes Blech steifen die beiden Wände aus. Die größte Eisendicke außerhalb der Stöße beträgt 180 mm. Hierbei können noch Linsensenkniete von 29 mm Durchm. verwendet werden. An den Stößen, bei denen noch größere Eisendicken auftreten, sollen gedrehte Bolzen verwendet werden. Die Versfeifungsträger sollen unter Einschaltung von drei Gelenken, je einem in der Nähe der Pylonen und einem in der Brückenmitte, die erst nach dem Aufbringen der ganzen ständigen Last geschlossen werden, aufgestellt werden, um für die ständige Last ein statisch bestimmtes, von Stützensenkungen unabhängiges Trägergebilde zu erhalten. Die Versteifungsträger durchdringen die Pylonen und ruhen hier mit Stelzenlagern auf den oberen Lagerkörpern der Pylonen. An den Enden der Seitenöffnungen treten keine positiven, sondern nur negative Auflagerkräfte auf, die durch kräftige Verankerungen aufgenommen werden müssen (Abb. 26). Kurz vor der Verankerung des Versteifungsträgers im Pfeiler sind die Kabel im Versteifungsträger verankert. An einem 11,1 m vom Auflager entfernten Punkte werden die 16 Seile in einer Schelle, die durch einen Gelenkbolzen mit den Wänden des Versteifungsträgers verbunden ist, strahlenförmig derartig auseinandergezogen, daß immer zwei Seile, und zwar nacheinander zwei innere und zwei äußere der einzelnen übereinander liegenden Lagen in einer unter einem Winkel gegen die Wagerechte geneigten Ebene liegen (Abb. 26). Zugleich werden die inneren Seile etwas schräg nach außen, die äußeren etwas schräg nach innen gezogen. Die Seile sind in Seilköpfen verankert, die sich auf vollwandige, an den Wandungen des Versteifungsträgers angeschlossenen Querverbindungen stützen. Die Seilköpfe haben, wie die Abbildung zeigt, Ansätze, durch die kräftige Rundeisen mit Köpfen und Gewinden zum Nachspannen der Seile während der Aufstellungsarbeiten gesteckt werden. Über je zwei, zu einem Seilkopf gehörige Rundeisen wird ein Querstück gesteckt, das mit Muttern nach außen gegen die Rundeisen festgelegt wird. Unter das Querstück greift eine Druckwasserpresse, die sich mit einem I-Träger gegen das vorübergehend eigens zum Nachspannen der Seile hergerichtete Ende des Versteifungsträgers stützt. Die Seilköpfe sind mit Gewinde und Muttern ausgerüstet (Abb. 26). Durch Drehen der Muttern werden die Seilköpfe in der sich beim Nachspannen ergebenden Lage festgehalten. Die einzelnen Querverbindungen zwischen den Wandungen des Versteifungsträgers und die einzelnen Seile mit ihren Seilköpfen werden in der Reihenfolge von unten nach oben eingebaut.

Die senkrechte Verankerung des Versteifungsträgers im Pfeiler besteht aus zwei breiten Flacheisenbändern, die im Pfeiler einbetoniert sind und seitlich außen an den Wandungen des Versteifungsträgers liegen. Durch die Flacheisenbänder und durch Aussparungen an den Wänden des Versteifungsträgers greift ein Querbalken, an den der Versteifungsträger die nach oben gerichtete Auflagerkraft durch ein Stelzenlager abgibt. Flacheisenbänder, Querbalken und oberer Kippkörper des Stelzenlagers liegen gegen den Pfeiler fest. Der Versteifungsträger kann sich mit dem unter den Stelzen liegenden Lagerkörper durch Vermittlung der Stelzen gegen den Pfeiler in der Längsrichtung verschieben. Das kleine unter dem Versteifungsträger liegende Einrollenlager dient zum Regulieren der Höhenlage des Versteifungsträgers bei der Montage. Die Verankerungsflacheisen werden auf beiden Seiten an den Stellen, an denen sie beim Eintritt in den Pfeiler mit dem Beton in Berührung kommen, zum Schutz gegen den Rostangriff mit Verstärkungseisen versehen. Die Ausbildung der Fahrbahndecke und -tafel entspricht im allgemeinen den Ausschreibungsbedingungen.

Zur Aufnahme der auf die Fahrbahn und auf die Versteifungsträger wirkenden Wind- und Seitenkräfte ist je zwischen dem äußeren und mittleren Hauptträger ein über die drei Öffnungen durchgehender Windverband angeordnet. Die auf die Seile entfallenden Windkräfte werden an den Verankerungen der Seile an den Enden der Versteifungsträger, an den Köpfen der Pylonen und in der Mitte der großen Stromöffnung durch eine biegungsfest ausgebildete Hängestange aufgenommen.

Auf der linken Rheinseite schließen sich zur Überbrückung des Flutgebietes fünf Blechträgerüberbauten an, deren Stützweiten 56,43 m, 49,73 m, 44,21 m, 44,21 m und 41,39 m betragen. Auch über den Flutöffnungen sind vier Hauptträger angeordnet, deren Mittenabstände 9,26 m, 9,0 m und 9,26 m betragen. Über der linksrheinischen Hafenbahn und der Deichstraße liegen ebenfalls Blechträgerüberbauten.

Die Bauart der in sich verankerten Hängebrücke hat gegenüber der Bauart mit Seilen, die in den Widerlagern verankert sind, hauptsächlich die Vorzüge, daß die Durchbiegungen unabhängig von der Wärmezunahme sind und überhaupt geringer ausfallen als bei außen verankerten Seilen und daß die Spannungen von gleichmäßiger Wärmeänderung in allen Gliedern der Hauptträger nicht beeinflußt werden.

Die Kabel haben eine Festigkeit von 145 kg/mm². Wegen einer etwaigen ungleichmäßigen Spannungsverteilung in den einzelnen Litzen ist nur mit einer Festigkeit von $0{,}9 \cdot 145$ kg/mm² gerechnet, und die zulässige Beanspruchung ist zu $\frac{0{,}9 \cdot 145}{3} = 43{,}5$ kg/mm² angenommen.

Als Baustoff für die übrigen Teile der Hauptträger und für die Fahrbahn ist St 48, in einem Nebenentwurf auch Siliziumstahl gewählt worden.

Die Durchbiegung unter der Verkehrslast in der Mitte der Hauptstromöffnung beträgt bei den äußeren Hauptträgern 52,8 cm und bei den inneren Hauptträgern 45,9 cm.

Da die Versteifungsträger den Zug der Kabel aufnehmen müssen, ist es notwendig, zuerst die Versteifungsträger aufzustellen. Erst dann können die Kabel verlegt werden. Die Versteifungsträger der linken Seitenöffnung werden auf festen gerammten Gerüsten, die der rechten Seitenöffnung auf festen, auf breiten Schwellenrosten ruhenden Gerüsten zusammengebaut. Die seitlichen Teile der Versteifungsträger der Mittelöffnung werden teils auf Pfahljochen, teils auf eisernen Rüstträgern, die von Pfahljochen gestützt werden, aufgestellt, der mittlere Teil wird im freien Vorbau zusammengebaut. Gleichzeitig werden die Pylonen errichtet. Alsdann werden die Kabel, die vorher mit der ganzen im Betriebe auf sie entfallenden Kraft gereckt, dann abgelängt und mit den Seilköpfen versehen sind, einzeln neben den Versteifungsträgern ausgelegt und in der Mitte der großen Stromöffnung von einem Bockgerüst aus mit einer Rolle angehoben, um zum Einfädeln der Seile in die Verankerungen die richtige Länge der Seile in der wagerechten Projektion herzustellen. Zunächst werden die beiden untersten Seile (Abb. 26) mit ihren Seilköpfen in die richtige Lage zu dem mit dem Versteifungsträger vernieteten unteren Teil ihrer Querverbindung gebracht, dann wird der obere Teil der Querverbindung eingebaut und vernietet. Dies Spiel wiederholt sich dann für die übrigen Seile. Die verankerten Seile werden schließlich unter Absenken der Rolle in Brückenmitte zu den Pylonenköpfen hochgezogen und dort an ihre endgültige Stelle gelegt.

Die beiden Pylonenpfeiler der Hängebrücke und die beiden Verankerungswiderlager sollen mit dem Druckluftverfahren, die anderen Pfeiler und Widerlager in offener Baugrube gegründet werden.

Ebenso wie beim Entwurf „Balkenbrücke" ist auch für die Hängebrücke ein Vorschlag ohne die Schnellbahn bearbeitet worden. In der Seitenansicht ist er dem Hauptentwurf gleich. Statt vier Hauptträger sind nur zwei angeordnet; ihr Mittenabstand mißt bei der Hängebrücke 19 m, bei den Flutüberbauten 17,16 m. Die Fußsteige liegen auch hier auf Konsolen außerhalb der Hauptträger. Als Baustoff für die eisernen Überbauten ist, abgesehen von den Seilen, nur Siliziumstahl vorgesehen.

c) Nebenentwurf: „Große Hängebrücke" (Abb. 27).

Dieser Entwurf wird gekennzeichnet durch eine gewaltig wirkende Hängebrücke, deren mittlerer Überbau die ganze bei Mittelwasser vorhandene Strombreite mit einer Stützweite von 339,4 m überspannt und deren Seitenarme auf der einen Seite die Mülheimer Werft und die Mülheimer Freiheit und auf der anderen Seite teilweise das linksrheinische Flutgebiet mit einer Stützweite von 89,76 m überbrücken. Auch hier

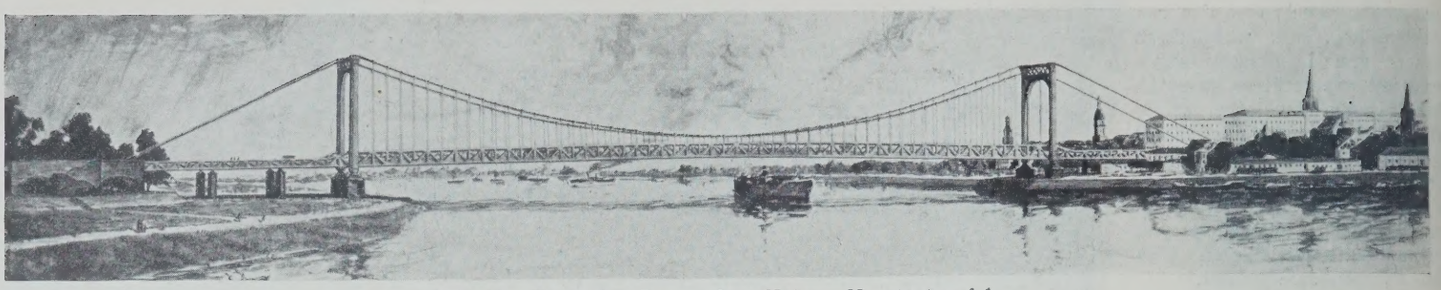


Abb. 28. Entwurf: „Das größere Köln". Hauptentwurf A.

sind im Hauptvorschlag vier Hauptträger vorgesehen. Die Versteifungsträger sind auch in diesem Nebenentwurf vollwandig und überragen Fußsteige und Straßenfahrdämme ebenfalls nur um 1,1 m. Die Versteifungsträger sind aber für den endgültigen Zustand keine durchlaufenden Träger, sondern Gerberträger mit Gelenken in den Seitenöffnungen. Die Kabel sind in den Seitenöffnungen nicht in Kettenlinien wie im Hauptentwurf (Abb. 23), sondern straff, also ohne Hängestangen geführt. Die Kabel stützen sich an den Enden der Versteifungsträger mit Umlenkungskörpern auf die Versteifungsträger und sind dann in den Widerlagern verankert, so daß der wagerechte Zug der Kabel nur teilweise von den Versteifungsträgern aufgenommen wird.

Die Durchbiegung in der Mitte der Mittelöffnung unter der Verkehrslast beträgt bei den inneren Hauptträgern 740 mm und bei den äußeren 855 mm.

Die Ausbildung der Kabel und der Anschlüsse der Hängestangen entspricht den entsprechenden Anordnungen im Hauptentwurf.

Die Höhe der Versteifungsträger beträgt in der Mittelöffnung 6,5 m, sie nimmt nach den Pylonen auf 9,25 m zu und in den Seitenöffnungen wieder auf 6 m ab.

An die linksrheinische Seitenöffnung schließen sich zur Überbrückung des Restes des Flutgebiets zwei Blechträgerüberbauten von 46,96 m Stützweite und ein Blechträgerüberbau von 41,09 m Stützweite an. Die Überbrückung der linksrheinischen Hafenbahn und der Deichstraße ist dieselbe wie im Hauptentwurf.

Auch für den Nebenentwurf ist ein Nebenvorschlag für den Bau der Brücke ohne die Schnellbahn gemacht worden.

Die Kosten für die einzelnen Entwürfe und Nebenvorschläge stellen sich wie folgt:

1.	Balkenbrücke.	Fußwege innen.	St 48:	12 142 308 R.-M.
2.	„	„ „	Si-Stahl:	11 745 688 „
3.	„	„ außen.	St 48:	12 532 596 „
4.	„	„ „	Si-Stahl:	12 128 516 „
5.	„	Ohne Schnellbahn.	Si-Stahl:	8 615 199 „
6.	Kleine Hängebrücke.	4 Hauptträger.	St 48:	16 914 046 R.-M.
7.	„ „	4 „	Si-Stahl:	16 442 574 „
8.	„ „	2 „	(ohne Schnellbahn) Si-Stahl	12 263 556 R.-M.
9.	Große „	4 „	St 48:	30 158 360 R.-M. (überschläglich und unverbindlich)
10.	„ „	4 „	Si-Stahl:	29 262 850 R.-M. (überschläglich und unverbindlich).

8. Entwurf: „Das größere Köln" (Abb. 28 u. 29). Verfasser: Felten & Guilleaume, Karlswerk A.-G., Köln-Mülheim, Professor Dr.-Ing. W. Schachenmeier, München, und Architekten H. Verbeck und E. Endler, Köln, in Verbindung mit den Firmen H. Pohlig, Köln-Zollstock, und Fritz Pilgrim, Köln-Mülheim.

Mit Rücksicht auf das Mülheimer Hafenbecken und die neuen Hafenanlagen auf der linken Rheinseite gegenüber Mülheim schlagen die Verfasser vor, die Schiffahrt nicht durch den Einbau eines Pfeilers im Rhein zu behindern, sondern den Rhein in einer einzigen Öffnung zu überbrücken. Aus Schönheitsgründen wählen die Verfasser hierzu eine Hängebrücke, und zwar eine Kabelhängebrücke wegen des Umstandes, daß eine solche ohne feste Gerüste und damit unabhängig von der Jahreszeit aufgestellt werden kann.

Das Brückenbauwerk gliedert sich in die Hängebrücke mit einem mittleren Überbau von 340 m Stützweite und mit zwei Seitenarmen, in die Flutbrücke, in die Überbrückung der Hafenbahn und des Deichweges und in die Überbrückung der Mülheimer Freiheit. Es sind zwei Hauptentwürfe A und B und je eine Nebenlösung zu den Hauptentwürfen bearbeitet worden. Bei den Entwürfen A sind sämtliche Überbauten mit Ausnahme der Verankerungsüberbauten auf dem linken Rheinufer in Eisenkonstruktion durchgebildet worden, bei den Entwürfen B ist die Mülheimer Freiheit von einem Betongewölbe überspannt. Die Rückhaltkabel der Hängebrücke sind in den Seitenöffnungen straff gespannt und in großen Betonkörpern verankert, von denen der rechtsrheinische jenseit der Mülheimer Freiheit liegt. Die beiden Versteifungsträger der Mittelöffnung sind bei allen Entwürfen Fachwerkparallelträger. Die Überbauten der Seitenöffnungen besitzen beim Hauptentwurf A (Abb. 28) als Hauptträger zwei durchlaufende Fachwerkparallelträger, und zwar linksrheinisch mit zwei Mittelstützen und rechtsrheinisch mit einer Mittelstütze. Beim Hauptentwurf B sind die Seitenüberbauten in der Längsrichtung ebenso gegliedert, es sind aber vier Hauptträger, und zwar Träger mit vollen Wänden angeordnet. Die einzelnen Öffnungen unter den Seitenarmen — drei auf der linksrheinischen und zwei auf der rechtsrheinischen Seite — haben gleiche Lichtweite. In den Nebenentwürfen A und B (Abb. 29) sind die Seitenarme links- und rechtsrheinisch gleich lang gemacht und die Zwischenstützen fortgelassen. Während die Versteifungsträger in der Mittelöffnung bei allen Entwürfen mit ihren Obergurten weit über der Augenhöhe liegen, schneiden die Obergurte der Hauptträger der seitlichen Überbauten der Entwürfe A mit Geländeroberkante ab. Die seitlichen Überbauten der Entwürfe B liegen ganz unter der Fahrbahn.

Das linksrheinische Flutgebiet, die linksrheinische Hafenbahn und der Deichweg werden von durchlaufenden Blechträgern überbrückt.

Die Kabel der Hängebrücke bestehen aus je 37 einzelnen Seilen patentverschlossener Konstruktion, die dicht nebeneinander liegen, ein Sechseck bilden und durch zweiteilige gußstählerne Schellen an den Angriffspunkten der Hängestangen zusammengepreßt werden (Abb. 30). Die 70 cm dicken Kabel werden über den Pylonenköpfen zu breiten Bändern von 24 cm Höhe auseinandergezogen, um die Biegungsspannungen der Kabel an diesen Punkten auf ein Mindestmaß zu beschränken. Aus demselben Grunde sind die Kabel auf den Köpfen der Pylonen, die an ihren Fußpunkten gelenkig gestützt sind, auf besonderen gelenkig auf den Pylonenköpfen ruhenden, gußstählernen Sattelstücken gelagert. Die äußeren Randzwickel der Kabel werden mit einer aus Asphalt und Leinöl hergestellten elastischen, aber niemals fließenden Masse, die in Stangenform gepreßt und in Stücken von etwa 2 m Länge eingelegt wird, gefüllt. Die inneren Zwickel bleiben leer. An den Rändern der Schellen greifen um die Kabel 0,7 mm dicke Blechstreifen, die in die Schellen hineingreifen, 30 mm über sie hinausragen und von den Schellen fest auf die Kabel gepreßt werden. Zwischen den Blechstreifen je zweier benachbarter Schellen wird das Kabel mit 0,7 mm dicken und 30 mm breiten Flacheisen durch eine besondere Maschine umwickelt. Die Berührungsstellen der erwähnten Blechstreifen und der Flacheisen werden verlötet. Über die Flacheisenumwicklung wird eine Lage Asphaltfilz mit Asphaltmasse auf-

Abb. 29. Entwurf: „Das größere Köln". Nebenentwurf B.

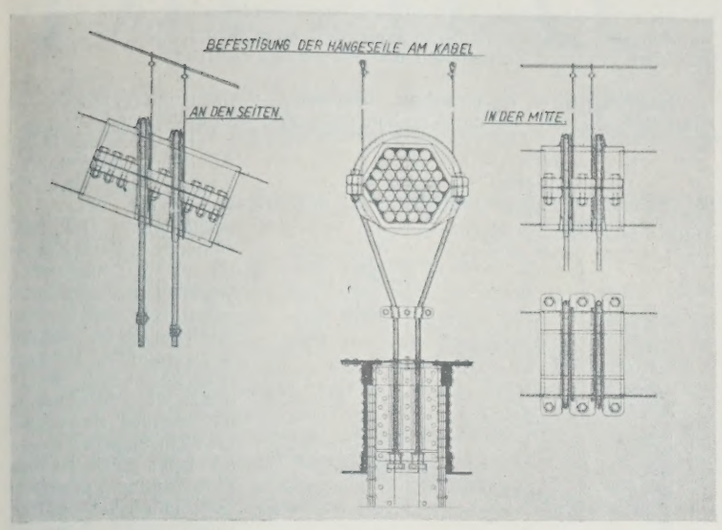


Abb. 30. Kabelschelle mit Hängeseilen.

geklebt. Darüber wird noch eine 0,7 mm starke Flacheisenumwicklung, die über die erwähnten Blechstreifen hinweg bis dicht an die Schellen heranreicht, hergestellt. Diese Umwicklung erhält einen Mennige-Grundanstrich und Ölfarben-Deckanstrich. Um die Kabel nachsehen und unterhalten zu können, sind über ihnen je zwei 25 mm dicke Seile als Geländerholme angeordnet (Abb. 30).

Die Schellen können bei der gewählten Art der Umwicklung unabhängig von dieser mit den Kabeln verbunden werden. Über jede Schelle werden zur Aufhängung der Versteifungsträger in Rillen zwei Hängeseile gelegt (Abb. 30). Die vier Enden der Hängeseile werden in Seilköpfen verankert, die ihr Lager an Querschotten zwischen dem Obergurt des Versteifungsträgers finden.

Die Pylonenständer haben zellenförmigen Querschnitt. Ihr Inneres ist durch Mannlöcher und Steigleitern zugänglich gemacht. Die Kabelsättel und die Pylonenköpfe sind je durch einen vollwandigen Riegel verbunden. Die Verbindung zwischen beiden Riegeln ist durch eine Flacheisenvergitterung hergestellt, die die Gelenkwirkung der Kabelsättel nicht beeinträchtigt. Unter den Riegeln liegt ein ellipsenförmiger Portalbogen (Abb. 31).

Die Versteifungsträger und die Hauptträger der Seitenöffnungen der Entwürfe A sind mit Gelenkstäben an den Pylonenständern aufgehängt. Die Fahrbahnlängsträger der Mittelöffnung und jeder der beiden Seitenöffnungen sind an dem unteren Querriegel jeder der beiden Pylonen fest angeschlossen, dagegen an den benachbarten Querträgern längsverschieblich gelagert. Die Längskräfte werden an diesen Punkten durch Pufferfedern aufgenommen. Die Dehnungsfugen der Mittelöffnung nehmen hierdurch nur die Hälfte der Werte an, die sich ergeben würden, wenn die Fahrbahn an der einen Pylone fest und an der andern längsbeweglich angeschlossen wäre.

Die Kabel sind in den Widerlagern mit Seilköpfen auf großen Trägerrosten, ähnlich wie es in „Schaper, Eiserne Brücken", 5. Aufl., S. 418, Abb. 705, dargestellt ist, verankert.

Die Seile der Kabel werden in einer unmittelbar neben der Brückenbaustelle auf der linken Rheinseite eigens für den vorliegenden Zweck errichteten Seilfabrik hergestellt, mit Seilköpfen versehen und dann in einem neben der Seilerei liegenden Prüfstand auf ihre größte Gebrauchslast von rd. 400 t geprüft. Zu ihrer Verlegung dienen zwei von der Seilerei zum linken Widerlager und von dort über die Pylonenköpfe zum rechten Widerlager führende und um das nötige Maß über den Kabeln angeordnete Seilbahnen mit je zwei festen Tragseilen von 50 mm Durchm. und mit je einem über der Mitte der beiden Tragseile liegenden Zugseil. Auf den beiden Tragseilen jeder Seilbahn laufen in 5 m Abstand vierrädrige Wagengestelle, die mit in der Höhenrichtung verstellbaren Zangen die

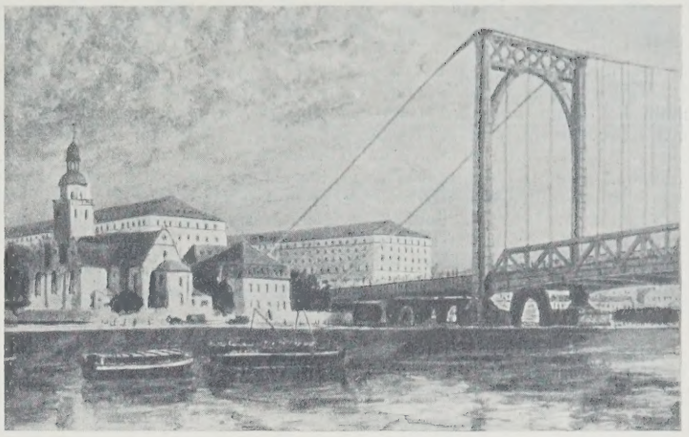


Abb. 31. Pylonenportal.

Kabelseile fassen und oben mit einer Klemmvorrichtung mit dem Zugseil verbunden werden. Das letztere führt von der Antriebstation auf der rechten Rheinseite über die eine Seilbahn zur Anspannstation auf der linken Rheinseite und dann zurück über die andere Seilbahn zur Antriebstation als Seil ohne Ende; es kann in beiden Richtungen bewegt werden. Bei der Bewegung in der einen Richtung führt es ein Seil des rheinaufwärts gelegenen Kabels, bei der Bewegung in der entgegengesetzten Richtung ein Seil des anderen Kabels mit sich. Jedes der 625 m langen Kabelseile wird neben der Seilerei von 125 Wagengestellen, die mit dem Zugseil fest verbunden sind, gefaßt und dann durch Bewegung des Zugseiles über die Pylonenköpfe hinweg über seine endgültige Lage befördert. Nach Einfädeln der Seilköpfe in die Verankerungsroste wird dann das Seil in seine endgültige Lage abgesenkt. Sind auf diese Weise alle 37 Seile eines Kabels verlegt, wird mit dem Zusammenpressen der Seile in Sechseckform in der Mitte der Mittelöffnung begonnen. Hierzu dienen zusammenfügbare Ringsegmente, die mit sechs Schraubenspindeln und Druckstücken versehen sind. Es werden immer zugleich zwei solcher Preßringe in einem so großen Abstand voneinander angesetzt, daß zwischen ihnen nach dem Zusammenpressen die Kabelschellen für den Anschluß der Hängeseile angebracht werden können. Mit dem Zusammenpressen und Anbringen der Schellen wird nach beiden Seiten bis zu den Pylonenköpfen fortgefahren. Baucht hierbei das eine oder das andere Seil infolge zu großer Länge aus, so wird es durch Druckwasserpressen, die unter Auskragungen der Seilköpfe an den Verankerungen in den Widerlagern angesetzt werden, nachgezogen. Schließlich wird das Kabel in den Seitenöffnungen zusammengepreßt. Diese Arbeit schreitet von den Pylonenköpfen nach den Verankerungen zu fort, um bis zuletzt die Möglichkeit zu haben, die Seile nachzuspannen.

Zur Durchführung aller an den Seilen und Kabeln vorzunehmenden Arbeiten wird unter jedem Kabel ein von sechs Seilen getragenes, 2,50 m breites hölzernes Hilfsgerüst hergestellt. Durch Abspannseile, die zu den Pylonenpfeilern führen, werden diese Hilfsgerüste gegen Schwingungen in wagerechter und senkrechter Richtung gesichert.

Nach Fertigstellung der Kabel und nach Auflegung der Hängeseile werden die Versteifungsträger und die Fahrbahn von beiden Seiten aus unter Aufhängung an die Kabel eingebaut. Als letzte Glieder werden die Obergurte der Versteifungsträger eingebracht und vernietet, weil die Kabel die gesamte ständige Last aufnehmen sollen und die Versteifungsträger daher erst dann biegungssteif gemacht werden dürfen, wenn die ganze ständige Last an den Kabeln hängt.

Alle Pfeiler und Widerlager sollen in offener Baugrube gegründet werden, die Verankerungswiderlager unter Absenkung des Grundwasserspiegels.

Die Gesamtkosten der Ausführung sind für den Hauptentwurf A zu 19 826 618 R.-M. und für den Hauptentwurf B zu 19 908 434 R.-M. veranschlagt. (Fortsetzung folgt.)

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 10. März ausgegebene Heft 5 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Städtische Neubauten in Mainz. Architekt: Stadtbaurat Fritz Luft. — Dr. P. Martell: Das Steinholz. — Landhaus Snethlage, Kolonie Wendenschloß bei Grünau. Architekten: Karpenstein & Wirth. — Oberbaurat Dr. Brandt-Hamburg: Das Werden der Großstädte.

C. Bach 80 Jahre alt. Am 8. März d. Js. vollendete der verdienstvolle, durch seine zahlreichen hochbedeutsamen Arbeiten über die Festigkeits- und Elastizitätseigenschaften der Baustoffe auch bei den Bauingenieuren rühmlich bekannte Staatsrat Exzellenz Dr.-Ing. ehr. C. v. Bach sein achtzigstes Lebensjahr. Ein schlichtes Bild seines Lebensganges hat er selbst in dem in der „Bautechnik" 1926, Heft 54, S. 824 besprochenen Buche „Mein Lebensweg und meine Tätigkeit" gegeben. Wir wünschen dem für die Entwicklung und Verbreitung der deutschen Fachwissenschaft vorbildlichen Forscher und Lehrer noch viele Jahre körperlicher und geistiger Rüstigkeit. Ls.

Franz Kreuter 85 Jahre alt. Der Geheime Hofrat Dr.-Ing. ehr. Franz Kreuter, langjähriger o. Professor für Wasserbau- und Baukonstruktionslehre, Vorstand der Plansammlung für Ingenieurbaukunde und der Sammlung für ingenieurwissenschaftliche Konstruktionslehre an der Technischen Hochschule München, feierte am 21. Februar seinen

85. Geburtstag. Er ist 1842 zu München geboren, hat an der Polytechnischen Schule in Karlsruhe studiert, war von 1862 bis 1868 Ingenieurassistent beim Bau der Brennerbahn, dann leitender Ingenieur beim Bau der österreichischen Nordwestbahn bis 1874 und wurde nach einer Tätigkeit als Zivilingenieur und Lehrer an der österreichischen Staatsgewerbeschule in Brünn im April 1889 zum o. Professor an der Münchener Technischen Hochschule als Nachfolger von Prof. Wilhelm Frauenholz ernannt. 1916 wurde er von der Verpflichtung, Vorlesungen zu halten, entbunden. Dem Bayerischen Wasserwirtschaftsrat und der Internationalen (österreichisch-schweizerischen) Rheinregulierungskommission gehörte er als Mitglied an. Er ist derzeit der Senior der Ingenieurabteilung und Zweitälteste des gesamten Professorenkollegiums der Technischen Hochschule. Als Fachschriftsteller, besonders als Mitherausgeber des „Handbuches der Ingenieurwissenschaften" hat er sich einen bekannten Namen gemacht.

Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Winterhalbjahr 1926/27. Die Gesamtbesucherzahl war:

	a) Studierende	b) Fachhörer	c) Gasthörer	Insgesamt [1]	Davon: Deutsche	Ausländer	Ausländer deutsch. Abkunft
Aachen	1096	45	970	2111 (1602)	1999	110	2
Berlin							
Braunschweig	944	59	157	1160 (1085)	1038	122	—
Breslau	955	35	21	1011 (974)	—	—	—
Danzig	1574	39	179	1792 (1599)	[959	503	151] [2]
Darmstadt	2428	49	274	2751 (2654)	2260	217	—
Dresden	2414	267	357	3038 (2789)	2539	499 [4]	—
Hannover	2044	78	201	2323 (2507)	2206	117	—
Karlsruhe	1231	49	242	1522 (1432)	[1096	120	64] [2]
München	4206	70	122	4398 (4309)	4043	225	130
Stuttgart	1839	79	580	2498 (2057)	2381	54 [3]	63

[1]) Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Sommerhalbjahr 1926. — [2]) a) u. b) zusammen. — [3]) Darunter 4 staatenlose. — [4]) Einschl. Auslandsdeutschen.

Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für

	Ingenieurbauwesen	Architektur	Maschinenbau	Elektrotechnik	Chemie	Hüttenkunde	Techn. Physik, Mathematik Naturwissenschaft, Wirtschaftswissenschaft
Aachen	101	65	247	132	77	289	35
Berlin							
Braunschweig	104	69	347	137	126	—	49
Breslau	38	—	341	181	108	146	48
Danzig	236	117	538	305	106	—	109
Darmstadt	259	212	924	600	152	—	265
Dresden	238	179	992		337	—	668
Hannover	274	144	891	493	151	—	91
Karlsruhe	171	115	445	278	155	—	67
München	501	283	1388	785	350	—	677
Stuttgart	196	248	671	317	227	17	139

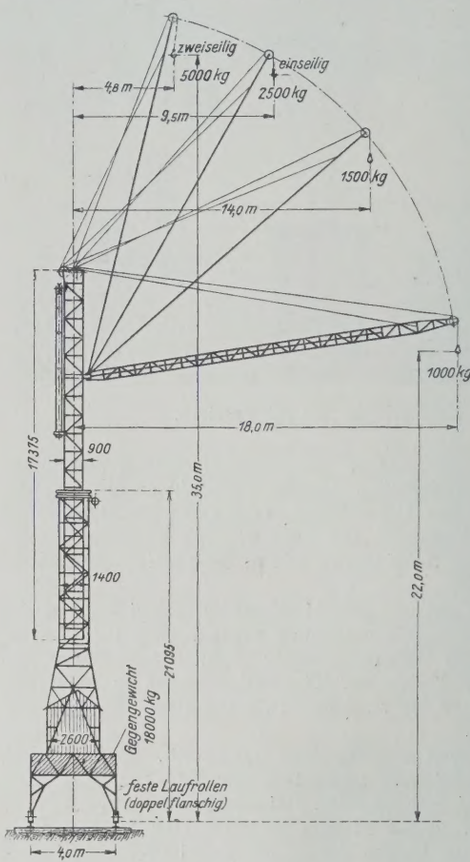
Außerdem: Bergbau: Aachen 150, Breslau 93. — Pharmazie: Braunschweig 112, Darmstadt 16, Stuttgart 24. — Landwirtschaft: München 222. — Schiffs- und Schiffsmaschinenbau: Danzig 163.

Das Stauwerk von Kembs. Die Finanzkommission der französischen Kammer hat am 8. Februar den Minister der öffentlichen Arbeiten über den Gesetzesvorschlag angehört, der die Ausführungsarbeiten des Stauwerks bei Kembs der Société des Forces Motrices du Haut Rhin überträgt. Zwei Pläne, so führte der Minister nach der „Frankf. Ztg." aus, standen ursprünglich einander gegenüber: der elsässische Vorschlag der Anlegung eines Seitenkanals und der deutsche Gedanke des Ausbaues des Strombettes. Der elsässische Gedanke hat bei den Befragungen der Techniker und der Rheinkontrollkommission den Vorzug erhalten, da der deutsche Plan außer anderen Nachteilen die finanziellen Folgen nicht in Betracht zieht.

Der Minister ging dann auf die Einwände ein, die bereits früher von der Kommission erhoben worden waren, und gab genauere Erklärungen über folgende Einzelpunkte: 1. über die Beteiligung des französischen Staates: in der von der Regierung angenommenen Form des Entwurfes gewährt der französische Staat keine Unterstützung, sondern lediglich einen rückzahlbaren Vorschuß; 2. über die Kontrolle durch den französischen Staat: diese ist durch das Lastenheft sichergestellt; 3. über die Gefahr eines Strombettbruches erklärte der Minister, daß diese Gefahr in dem verworfenen Plan größer sei; 4. die Gefahr des Eindringens von Wasser in die Kaliwerke halten die Sachverständigen für unbegründet; 5. mit den etwa notwendig werdenden Abänderungen des Hafens von Straßburg ist die Stadtverwaltung sowie die Hafenverwaltung einverstanden, auch die Handelskammer der Stadt hat sich für den Regierungsplan ausgesprochen.

Der Berichterstatter Moutet erbat vom Minister genauere Erklärungen über die Einschätzung der Ausgaben, die Lasten des Staates, die er auf ungefähr 100 Millionen bezifferte, über den Grundzins, über die Kontrollmöglichkeiten der Ausführungsarbeiten, über die Rückkaufsbedingungen und über die finanzielle Kontrolle und im Zusammenhang damit über die Statuten der gegebenenfalls zu bildenden Gesellschaft. Die Kommission hat unter gewissen Vorbehalten den Plan angenommen.

Baustahl St 48 im Kranbau. Neuerdings ist nach den V. D. I.-Nachr. Baustahl St 48 auch für den Kranbau mit gutem Erfolg verwendet worden.



Die Höhe des in der Abbildung dargestellten Kranes beträgt rd. 37 m über S.-O. bei 4,8 m Ausladung. Der feststehende Teil des Kranes ist aus St 37 hergestellt, während für den drehbaren Teil und für den Ausleger St 48 verwendet worden ist. Bei dem Ausleger allein wurde durch die Verwendung des Stahles St 48 eine Gewichtsersparnis von 350 kg erzielt, so daß eine Erhöhung der Nutzlast um rund 200 kg durch diese Ersparnis möglich wurde. Das Gegengewicht des Kranes, das unterhalb des Führerstandes angeordnet ist, wiegt 18 000 kg. Bei einer Ausladung von 18 m von Mitte Kran bis Lasthaken ist der Kran imstande, eine Last von 1 t zu heben und zu schwenken. Bei 14 m Ausladung beträgt die Nutzlast 1,5 t, bei 9,5 m 2,5 t und bei 4,8 m 5 t. Zur Abstützung des Auslegers dient ein doppeltes Halteseil von 22 mm Durchm., das aus 222 Drähten (Pflugstahldraht) besteht und über Rollen von 350 mm Durchm. läuft. Als Hubseil dient ein Seil aus 222 Drähten mit 18 mm Durchm.

Die Grundfläche des Kranes beträgt bei allen Belastungen und Ausladungen nur 4×4 m.

Bei der Vorführung des Turmdrehkranes, die bei starkem, böigem Winde stattfand, zeigte sich, daß während des Hebens einer Last mit verschiedener Ausladung unter gleichzeitigem Schwenken und Verfahren des Kranes keine Durchbiegung oder Schwankung bemerkbar war. Der Kran ist von der Kranbaugesellschaft Voß & Wolter erbaut worden.

Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt sind die Regierungsbauräte (W.) Pfaue vom Kanalbauamt in Datteln als Vorstand an das am 15. Februar 1927 in Frankfurt a. M. für die Umkanalisierung des Untermains neu errichtete Neubauamt nach Frankfurt a. M., Reinhardt vom Wasserbauamt in Eberswalde an das Neubauamt Kanalabstieg in Magdeburg, Dr.-Ing. Schumacher vom Wasserbauamt Duisburg-Meiderich an das Kanalbauamt in Wesel; — die Regierungsbaumeister (W.) Kleeberg vom Wasserbauamt in Harburg a. d. Elbe an das Kanalbauamt in Bernburg i. Anhalt, Appelt vom Kanalbauamt in Dorsten an das Kanalbauamt in Datteln, Jessen vom Wasserbauamt in Kiel an das Kanalbauamt in Fallersleben und Früh vom Talsperrenneubauamt in Goslar an die Elbstrombauverwaltung in Magdeburg.

Der Regierungsbaurat (W.) Karl Braun beim Kanalbauamt in Duisburg ist dem Wasserbauamt Duisburg-Meiderich überwiesen worden.

Dem Regierungsbaurat (W.) Wilhelm Schmitz beim Kanalbauamt in Datteln ist dessen Verwaltung übertragen worden.

Die Staatsprüfung hat bestanden: der Regierungsbauführer Fritz Unglaube (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

Gestorben: der Regierungsbaurat (W.) Hinsmann, Vorstand des Wasserbauamts 1 in Koblenz.

INHALT: Die Tiefbauarbeiten der Shannonwasserkraftanlage in Irland. — Eiserne Spundwände bei Schleusen. — Ergebnis des engeren Ausschreibens zur Erlangung von Entwürfen für den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim zum Ersatz der Schiffbrücke. (Fortsetzung.) — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — C. Bach 80 Jahre alt. — Franz Kreuter 85 Jahre alt. — Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Winterhalbjahr 1926/27. — Stauwerk von Kembs. — Baustahl St 48 im Kranbau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang | BERLIN, 18. März 1927 | Heft 12

Der Umbau des Hornberger Talüberganges bei km 42,3 der Schwarzwaldbahn.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Wilhelm Keim**, Villingen (Baden).

Aus der Baugeschichte.

Die im Bahnhof Offenburg von der Badischen Hauptbahn Mannheim—Basel abzweigende und über Triberg—Singen nach Konstanz führende Schwarzwaldbahn weist in ihrem Zuge nur einen einzigen Talübergang von Bedeutung auf — den Viadukt über das Reichenbachtal — ein östliches Seitental des Gutachtales beim Bahnhof Hornberg. Die Bahn liegt auf der Brücke in der Geraden und hat eine Neigung von 1 : ∞.

Der alte, durch das nachstehend beschriebene Bauwerk ersetzte Viadukt (Abb. 1) hatte eine Länge von rd. 150 m und bestand aus eisernen Gitter- und Fachwerkträgern über vier Öffnungen von 31,50 m und 31,46 m Stützweite. Jede Öffnung war für sich mit einem Träger von 32,30 m Länge überspannt, der einerseits Gleitlager, anderseits Rollenlager besaß. Die steinernen Zwischenpfeiler hatten eine Höhe von rd. 21 m über der Talsohle. Auf den beiden Widerlagern und auf dem mittleren Pfeiler waren feste Auflager angeordnet, während sich auf dem ersten und dritten Pfeiler bewegliche Rollenlager befanden.

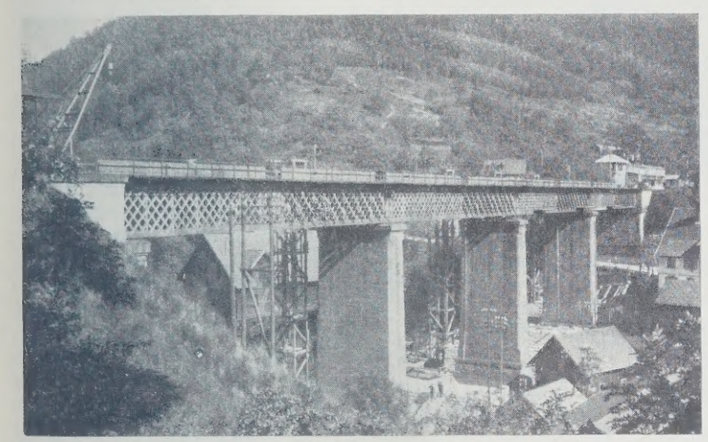


Abb. 1. Ansicht der alten Eisenbrücke (westliche Brücke, Gitterträger).

Die bei Eröffnung der Bahn im November 1873 in Betrieb genommene Brücke bestand aus einer Gitterwerkkonstruktion achtfachen Systems mit T-förmiger Gurtung und Streben aus abwechselnd ⊏-Eisen und Flacheisenstäben. Jedes der beiden Gleise, von denen im Jahre 1873 zunächst nur das rechtseitige (westliche) ausgeführt worden war, erhielt zwei Hauptträger über einer Öffnung. Das Eisenwerk der Gitterbrücke, das von der Firma Gebrüder Decker in Cannstatt ausgeführt worden war, hatte ein Gewicht von 270 000 kg.

Das Eisenwerk der linkseitigen (östlichen) Brücke wurde beim Bau des zweiten Gleises in der Zeit vom September 1887 bis Januar 1888 durch die Filiale Gustavsburg der Maschinenbauaktiengesellschaft Nürnberg erstellt. Die Inbetriebnahme fand statt im Mai 1888.

Das Mauerwerk für die Auflager des Eisenwerks war bereits im Jahre 1873 bei Eröffnung der eingleisigen Strecke ausgeführt worden. Die Eisenkonstruktion für je eine Öffnung des linkseitigen Gleises wurde gebildet von zwei Fachwerkträgern mit gekreuzten Streben in elf Feldern. Die Gurtungen hatten je T-förmigen Querschnitt. Das Gewicht der linkseitigen Fachwerkbrücke betrug 240 000 kg.

Die mit zunehmendem Alter der Brücke nötig werdenden Ausbesserungsarbeiten am Steinbau sowie die infolge ständiger Erhöhung des Zuggewichts — Abb. 2 — und der Fahrgeschwindigkeit namentlich zur Erzielung der notwendigen Knicksicherheit der auf Druck beanspruchten Konstruktionsglieder erforderliche Verstärkung der Eisenkonstruktion zwangen mehr und mehr dazu, einen durchgreifenden Umbau bezw. Neubau des ganzen Bauwerks ins Auge zu fassen. Nach vorausgegangenen Besprechungen der maßgebenden Stellen des Reichsverkehrsministeriums und der Reichsbahndirektion Karlsruhe wurde im August 1922 dem sofortigen Umbau und dreigleisigen Ausbau des Talüberganges zugestimmt. Die Anlage eines dritten (Überholungs-) Gleises auf der Brücke war durch die Anforderungen des Verkehrs und die ungenügende Länge des Bahnhofs Hornberg geboten und sollte deshalb gleich beim Umbau der Brücke geschehen, zumal hierdurch der Umbau während des Betriebes wesentlich

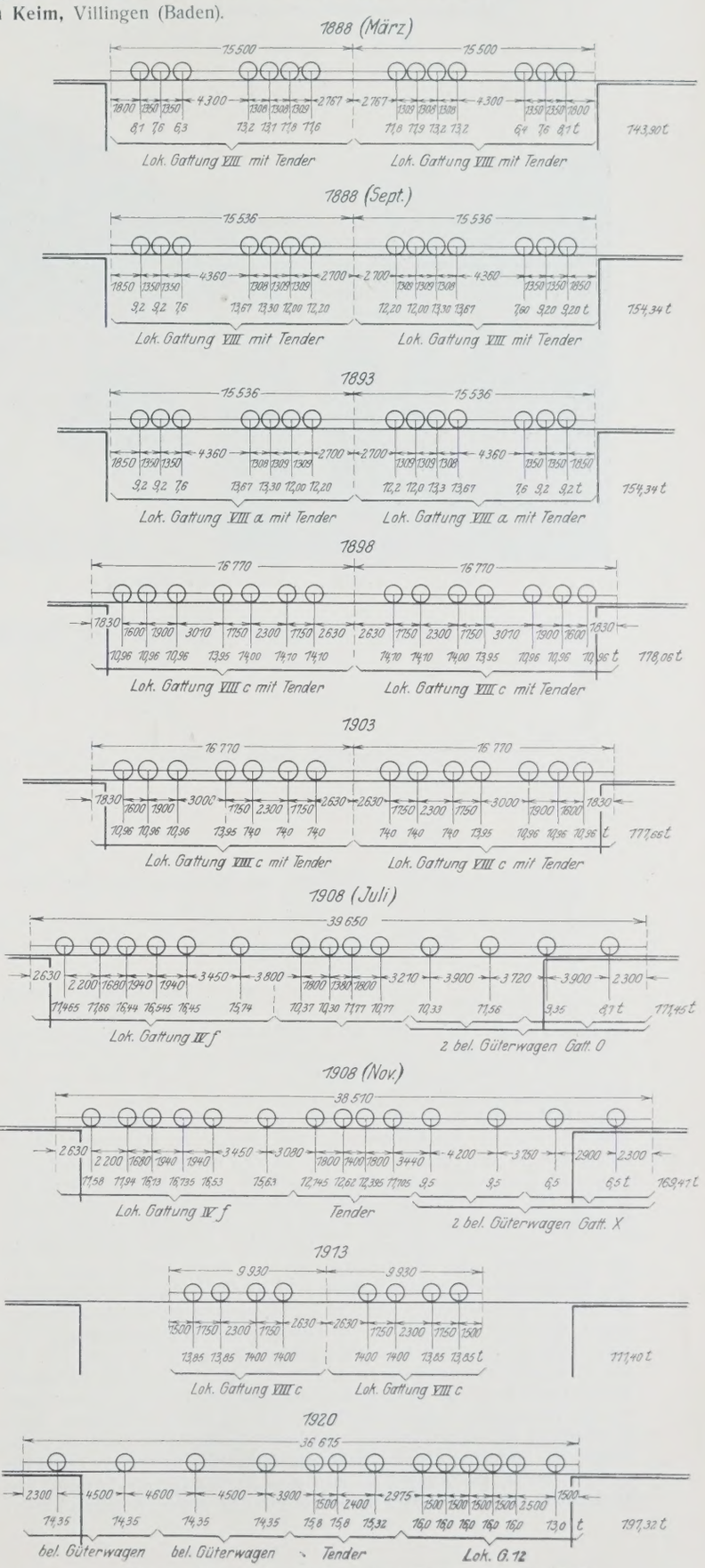


Abb. 2. Die Lastenzüge in den Jahren 1888 bis 1920

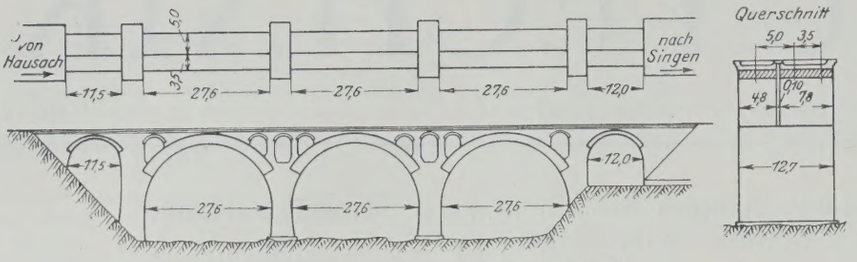


Abb. 3. Sonderentwurf (nicht ausgeführt).

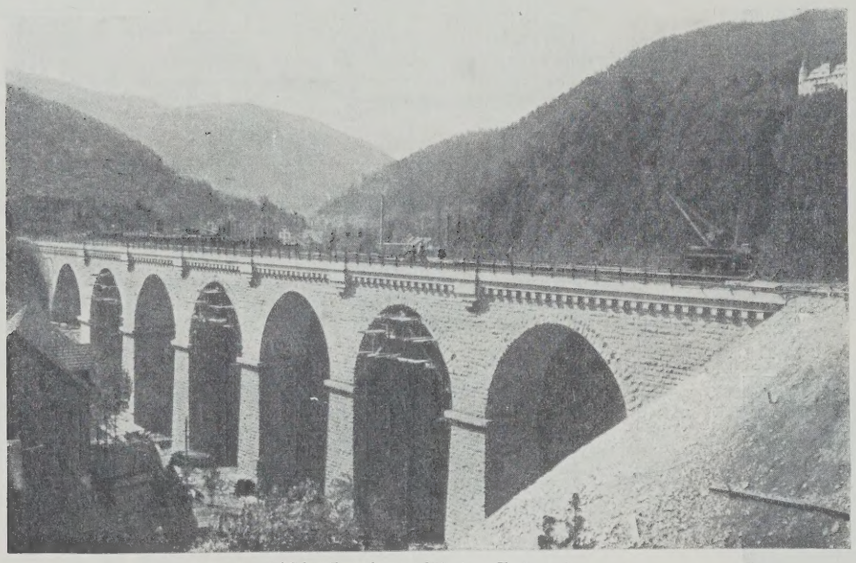


Abb. 5. Ausgeführter Entwurf.

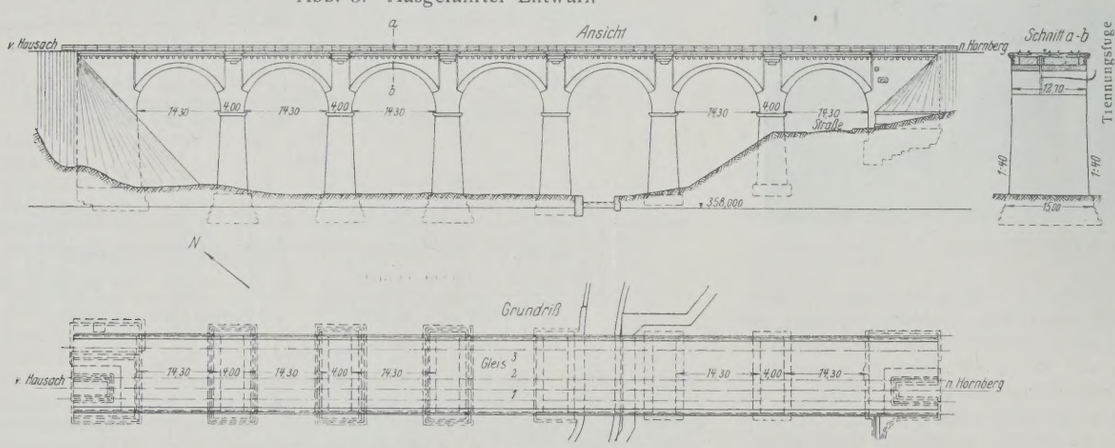


Abb. 4. Ausgeführter Entwurf.

erleichtert wurde. Daß der im Jahre 1922 gefaßte Entschluß zur Erstellung eines völlig neuen Bauwerkes durch den Zustand der alten Eisenkonstruktion dringend geboten war, trat gelegentlich einer im Herbst 1923 nochmals vorzunehmenden Nietauswechslung, als infolge der damaligen politischen Lage nicht abzusehen war, ob der Bau bald in Angriff genommen werden konnte, deutlich in die Erscheinung. Die Streben der Hauptträger hatten namentlich in den mittleren Feldern an den Knotenpunkten gestreckte Niete, an denen eine Scherwirkung merklich zu sehen war. Beim Abklopfen mit dem Hammer hatten diese Niete durch die vorhandene Spannung vollen Klang; wurden jedoch an einem solchen Knotenpunkt 1 bis 2 neue Niete eingezogen, so legte sich der Stab wieder satt auf das Knotenblech, die übrigen Niete wurden dann, weil entlastet, lose. Die beschriebene Erscheinung zeigte sich an den meisten Knotenpunkten. Auch die Nietverbindungen der Schienenlängsträger mit den Hauptträgern. waren durch die erhöhten Beanspruchungen und Zusatzspannungen weit mehr zerstört, als beim Abklopfen festgestellt werden konnte. Die bei dieser Nietauswechslung gemachten Beobachtungen hatten dazu geführt, die bereits früher schon auf 30 km/Std. herabgeminderte Höchstgeschwindigkeit der den Talübergang befahrenden Züge auf 15 km/Std. zu ermäßigen. Nach gründlichen, sich länger hinziehenden Voruntersuchungen, wobei auch die Frage der Herstellung eines Dammes statt einer Brücke in Erwägung gezogen worden war, entschied man sich für die letztere Lösung. Die Herstellung eines so hohen Dammes mit den steilen Böschungen 1 : 1 ohne genügende Bermen erschien auch bei guter Ausführung und Steinverkleidung bedenklich. Ferner wurde der Damm-Entwurf auch wegen des zu erwartenden Widerstandes der Stadt Hornberg und der Anlieger nicht gutgeheißen, ganz abgesehen von der Verunzierung des Landschaftsbildes durch Abriegelung des malerischen Reichenbachtales durch einen Dammkörper von solch gewaltigen Abmessungen. Während beim Bau der Schwarzwaldbahnstrecke Hausach—Villingen in den Jahren 1867 bis 1873 bei fast allen größeren und kleineren Brücken das Eisen als Baustoff Verwendung fand, was seinen Grund vermutlich in den damals billigeren Eisenpreisen und vielleicht auch in einer gewissen Vorliebe der bauausführenden Ingenieure für diesen Baustoff hatte, wurde hier der Ausführung in Stein der Vorzug gegeben. Maßgebend für die letztgetroffene Wahl war vor allem die Tatsache, daß ein Bauwerk aus Stein bezw. Beton auch bei Erhöhung der Verkehrslasten keine weiteren Verstärkungen erfordert, und daß ferner die mit zunehmendem Alter nötigen Unterhaltungsarbeiten hinter denen eines Eisenbaues bedeutend zurückbleiben. Weiterhin fiel auch der Umstand in die Wagschale, daß sich ein Steinbauwerk dem schönen Landschaftsbilde, das den Talübergang allseits umgibt, besser einfügt.

Bei der erstmaligen Ausschreibung der Arbeiten im Jahre 1923 war von den an dem öffentlichen Wettbewerb sich beteiligenden Firmen die Abgabe von drei Angeboten für die Ausführung des Mauerwerks (Pfeiler und Gewölbe) verlangt:

a) Rauhes Bruchsteinmauerwerk.
b) Stampfbeton mit Verkleidung aus rauhen Bruchsteinen.
c) Stampfbeton ohne Verkleidung und ohne Vorsatzbeton, mit sauberen, glatten, aber unbearbeiteten Sichtflächen.

Der Wettbewerb, an dem sich 24 Firmen beteiligt hatten, ergab, daß die Ausführung a, weil zu teuer, nicht in Frage kam, da zudem auch die genügende Anzahl geeigneter Maurer fehlte. Die Ausführungsart b, die nur um etwa 5 % teurer kam als Ausführungsart c und ästhetisch mehr befriedigte, wurde daher von der mit dem Bauvollzug betrauten Stelle vorgeschlagen. Die Prüfung der Angebote, die auch einige Sonderentwürfe von Firmen enthielten, machte es erwünscht, noch einige Fragen technischer und wirtschaftlicher Art vor der Ausführung eingehend zu klären. Dadurch hätte sich der Beginn der Bauarbeiten so verschoben, daß er im gleichen Jahre nicht mehr zweckmäßig erschien. Weitere Gründe, den Baubeginn zu verschieben, waren die schwierigen finanziellen Verhältnisse, in denen sich die Reichsbahn 1923 befand. Der Bau wurde daher im Jahre 1923 nicht in Angriff genommen; man beschränkte sich darauf, mit den zur Verfügung stehenden Geldmitteln die unter der künftigen Brücke erforderliche Verlegung des Reichenbaches durchzuführen. Im Frühling 1924 wurden die Arbeiten nochmals ausgeschrieben und im April desselben Jahres mit der Ausführung begonnen.

Beschreibung der neuen Brücke.

Der Beschreibung des Bauvollzugs sollen zunächst Angaben über die Gesamtanordnung und Abmessungen des neuen Bauwerks sowie über dessen statische Berechnung vorausgeschickt werden.

Nachdem ein Entwurf (Abb. 3), der drei große Mittelöffnungen mit Spargewölben über den Pfeilern vorsah, aus den nachstehend genannten Gründen aufgegeben worden war, erhielt das Bauwerk die in Abb. 4 u. 5 ersichtliche Anordnung. Der zur Ausführung gekommene Entwurf hatte vor dem ersten den Vorzug, daß sich bei gleicher Weite sämtlicher Öffnungen die Kosten für die Gerüste verminderten; er befriedigt ferner auch in ästhetischer Hinsicht dadurch, daß das Verhältnis der lichten Weite zur Höhe — vom Boden bis Oberkante Brücke — günstiger wirkt und nicht den gedrückten Eindruck des ersten Entwurfs hervorruft. Das ausgeführte Bauwerk besitzt sieben Öffnungen mit einer Lichtweite in Höhe der Kragsteine an den Pfeilerköpfen von 14,30 m mit sechs Zwischenpfeilern,

die alle samt den beiden Widerlagern der Brücke für das dritte Gleis auf gewachsenem Fels gegründet wurden. Die Pfeiler, die in der Stirnfläche des Bauwerks und senkrecht dazu Anzug von 40 : 1 bezw. 20 : 1 aufweisen, haben oben eine Dicke von 4 m und unten von 5,40 m. Die Gewölbeform sowie die Lage der Kämpferfugen gehen aus Abb. 6 u. 7 hervor. Die Gewölbe, deren Stärke im Scheitel 0,90 m, an den Kämpfern 1,58 m beträgt, sind ganz aus Granitsteinen ausgeführt, die in der Bauwerkstirn rauh bossiert, in der Leibungsfläche gespitzt sind. Die aus Stampfbeton erstellten Pfeiler sind mit rauh bossierten Vorsatzschichtensteinen aus Granit verkleidet. Die Gewölbezwickel über den Pfeilerköpfen sind voll ausgemauert; die Sichtflächen sind auch hier rauh bossiert. Über dem Gewölbe befindet sich der Füllbeton der Fahrbahn, der durch seitliche Stirnmauern begrenzt ist, die über den Pfeilern kanzelartig ausgekragt sind, so daß geräumige Ausweichplätze für die über die Brücke Gehenden geschaffen sind. Die Oberfläche des Füllbetons über den Gewölben ist durch eine doppelte Tektolithabdeckung gegen das Eindringen von Wasser sorgfältig geschützt. Die Tektolithschicht ihrerseits ruht auf einem als Ausgleichschicht des Füllbetons dienenden Zementglattstrich. Auf ihrer Oberseite ist die Tektolithabdeckung durch einen weiteren Glattstrich mit Drahtnetzeinlage gegen mechanische Angriffe gesichert. Als oberer Abschluß dient auf beiden Seiten der Brücke ein flußeisernes Geländer. Um Schwind- und Wärmerisse zu vermeiden, erhielten die Stirnmauern, wie auch anderwärts schon mit Vorteil angewendet, über den Kämpfern Fugen, die mit einer doppelten Lage von Dachpappe ausgelegt sind; letzteren Fugen entsprechen durchgehende Fugen in allen Bauteilen über den Gewölben. Die sonstige Anordnung des Bauwerks — vor allem die Lage der neuen Brücke für das Überholungsgleis zu der zweigleisigen Brücke — kann aus den in Abb. 6 u. 7 dargestellten Querschnitten deutlich ersehen werden. Zur Abführung des Sickerwassers sind an den in Abb. 6 ersichtlichen Stellen des Gewölbes Entwässerungsrohre eingebaut, nur im südlichen Widerlager wurde mit Rücksicht auf die unter der siebenten Brückenöffnung ziehende Straße die Entwässerung seitlich durch das Widerlager mittels zweier Wasserspeier geleitet. Der Auslauf des Wasserspeiers muß im Winter sorgfältig von Eis befreit werden, um dem sich hinter den Stirnmauern sammelnden Wasser den Weg offen zu halten, der sonst durch die Fugen des Mauerwerks gesucht würde (Abb. 7).

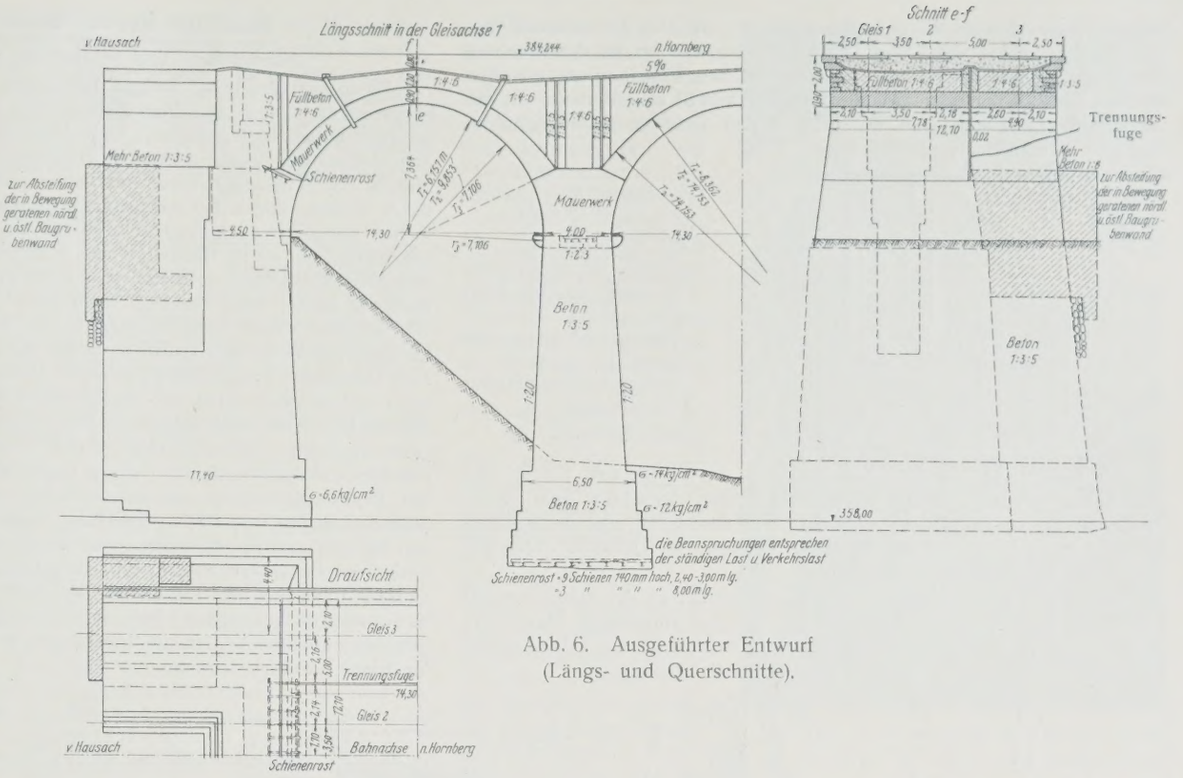


Abb. 6. Ausgeführter Entwurf (Längs- und Querschnitte).

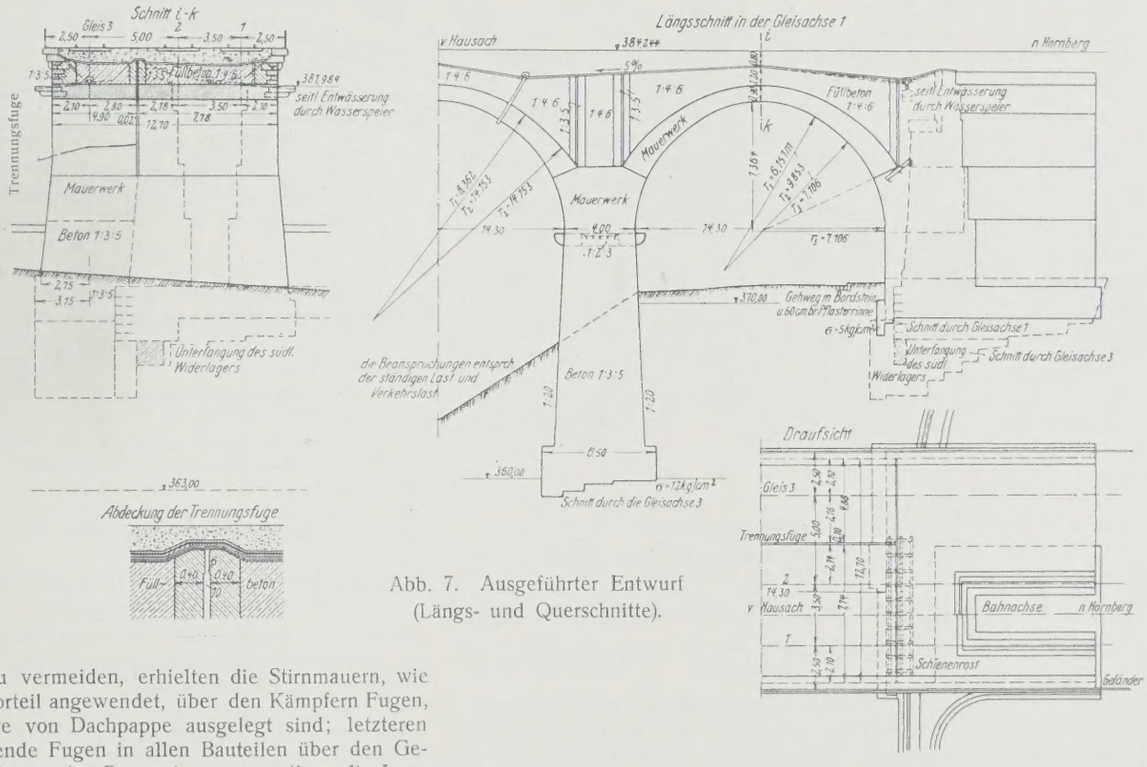


Abb. 7. Ausgeführter Entwurf (Längs- und Querschnitte).

Allgemeines über die statische Berechnung der Gewölbe und Pfeiler.

Bei der statischen Berechnung des neuen Talübergangs wurde der Lastenzug N (Abb. 8) zugrunde gelegt. Die Form der Gewölbe wurde so gewählt, daß bei der sogenannten „mittleren Belastung“ (ständige Last + halbe Verkehrslast über die ganze Stützweite) die Stützlinie mit der Gewölbemittellinie zusammenfällt. Die Gewölbe wurden als an den

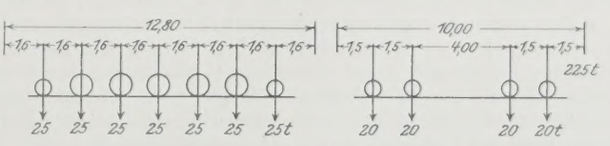


Abb. 8. Lastenzug N.

Pfeilern fest eingespannte, elastische Bogen nach der Elastizitätstheorie mittels Einflußlinien berechnet, bei deren Auswertung die Verkehrslasten als Einzellasten, aber ohne Stoßziffer angenommen wurden. Zugspannungen kommen bei ständiger Belastung und Verkehrslast nicht vor; die bei

Berücksichtigung eines Wärmeeinflusses ($t = \pm 10°$ C) auftretenden Zugspannungen werden von einem Mörtel übertragen, der bei Verwendung von hochwertigem Zement gemäß dem mit den Probekörpern erzielten Ergebnis nach 28 Tagen eine Mindestfestigkeit von 31 kg/cm² hatte. In der nachstehenden Tabelle sind die größten und kleinsten Spannungen im Gewölbe zusammengestellt.

Querschnitt		$\sigma_g + \sigma_p$ kg/cm²	$\sigma_g + \sigma_p + \sigma_t$ kg/cm²
Scheitel	σ_o	— 14,12	— 17,37
		— 6,56	— 3,31
	σ_u	— 5,31	— 9,63
		— 0,27	+ 4,05
Kämpfer	σ_o	— 8,90	— 12,79
		— 0,43	+ 3,46
	σ_u	— 14,16	— 17,70
		— 5,02	— 1,48

σ_o = Randspannung im Gewölberücken
σ_u = Randspannung in Gewölbeleibung
σ_g = Spannung infolge Eigengewichts (ruhende Last)
σ_p = Spannung infolge der Verkehrslast
σ_t = Spannung infolge von Temperatur
+ = Zugspannung
— = Druckspannung

Die Pfeiler wurden unter der Annahme berechnet, daß bei der für die Pfeiler ungünstigsten Belastung — Belastung der einen, dem Pfeiler benachbarten Öffnung mit Eigengewicht + Verkehrslast und der anderen Öffnung nur mit Eigengewicht — die Stützlinie im Gewölbe durch die Mitten der Scheitel- und Kämpferfugen geht.

Die größte Beanspruchung des Pfeilers beträgt an der Stelle, wo das Fundamentmauerwerk des Pfeilerschaftes in das aufgehende Mauerwerk übergeht, — 14,3 kg/cm²; Zuspannungen treten nicht auf. Die größte Bodenpressung beträgt 12,2 kg/cm², was für Fels zulässig ist.

Bau der Brücke unter Gleis 3.

Einrichtung und Bedienung der Baustelle.

Wenn sich durch die Anlage des dritten Gleises der Bauvollzug verhältnismäßig einfach und vom Bahnbetrieb über die bestehende Brücke ziemlich unbehelligt gestaltete, so stellten sich jedoch in anderer Hinsicht dem Umbau der Brücke erhebliche Hindernisse entgegen; sie waren einerseits in der Schwierigkeit der Beschaffung der Baustoffe in dem erforderlichen Umfang und in der rechtzeitigen Anlieferung dieser Stoffe, anderseits in den unzureichenden Platzverhältnissen des Bahnhofs Hornberg (Abb. 9) begründet, der wenig Raum bot, die erforderlichen Baumaschinen (Betonmischmaschinen usw.) aufzustellen und die in großen Mengen auflaufenden Baustoffe (Sand, Kies, Schotter, Wölb- und Vorsatzsteine) zu lagern. Dem Unternehmer wurde unter Würdigung des äußerst beschränkten Raumes für Lagerplätze vor der Baustelle gleich bei Inangriffnahme der Arbeiten eine besondere Rangierlokomotive zur Verfügung gestellt, um die zahlreich auflaufenden beladenen Wagen rasch entladen zu können. Um die Bauarbeiten vom Betriebsgleis gänzlich abzusondern, wurde über die bestehende Brücke zwischen Gleis 1 und 2 ein etwa 1 m hoher Bauzaun errichtet. Die vorhandenen engen Lagerplätze in dem kleinen Bahnhof Hornberg machten neben dem für drei bis vier Tage reichenden Mauersteinlager nur durch Erstellung eines Silos auch einen Vorrat an Betonzuschlägen von drei bis vier Tagen möglich. Der tägliche Bedarf an Baustoffen mußte daher regelmäßig zugefahren werden. Von einigen unbedeutenden Einzelfällen abgesehen, hatten sich die Lieferanten bei ständiger Überwachung bald an diese täglich regelmäßige Belieferung gewöhnt; größere Arbeitsunterbrechungen sind deshalb nicht entstanden. Verarbeitet wurden täglich:

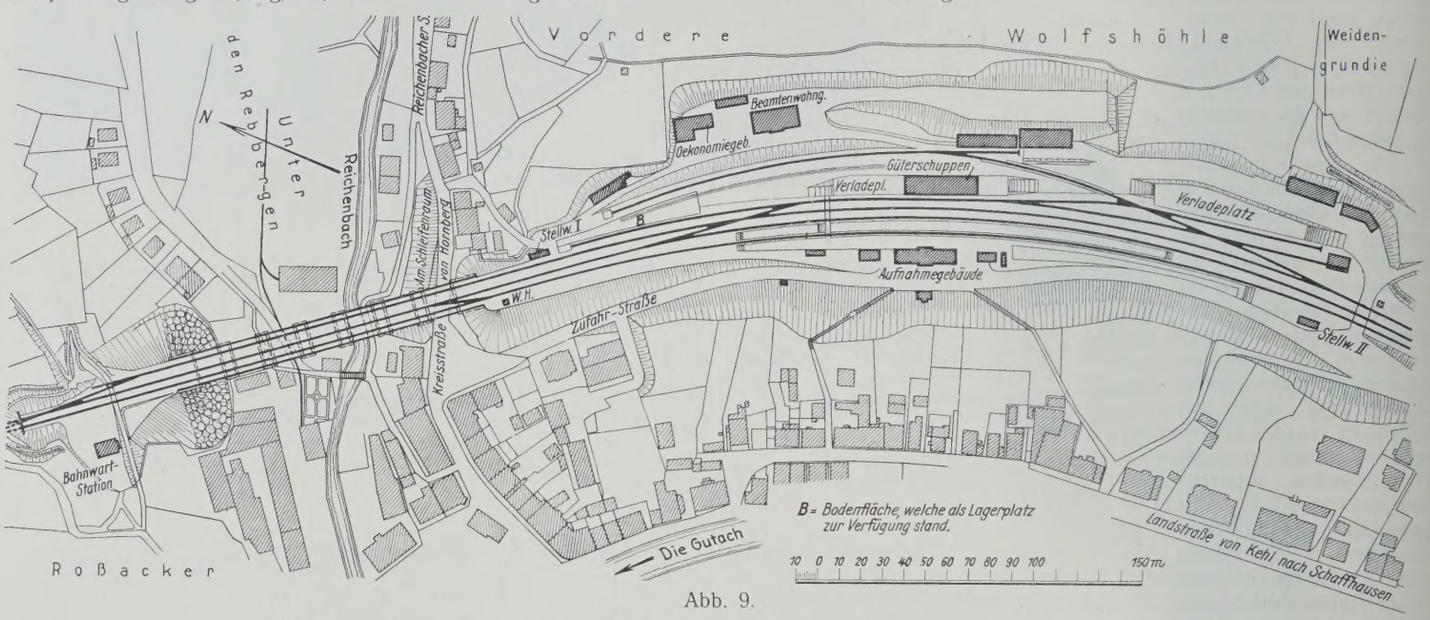


Abb. 9.

Die Bauausführung.

Der Bau des neuen Talübergangs gliederte sich naturgemäß in zwei Hauptabschnitte:

1. Herstellung der Brücke unter dem neuen, dritten (Überholungs-) Gleis und
2. Herstellung der Ersatzbrücke an Stelle der Eisenbauten unter Gleis 1 und 2.

Nach dem Bauprogramm wurde bei Baubeginn das Betriebsgleis 2 gesperrt; es diente zur Beifuhr von Baustoffen usw. für den Aufbau der Pfeiler bis zur Kämpferhöhe auf die ganze Breite von 12,70 m und des Gewölbes für das dritte Gleis. Nach Fertigstellung der Brücke unter Gleis 3 wurde der Bahnbetrieb vom Gleis 1 auf Gleis 3 verlegt. Im weiteren Bauvollzug wurden die Eisenbauten unter Gleis 1 und 2 unmittelbar nacheinander abgebrochen, da der schlechte Zustand der alten Pfeiler und Widerlager nicht erlaubte, nach Fertigstellung der Brücke für Gleis 3 zuerst die neue Brücke unter Gleis 2 herzustellen, wobei Gleis 1 als Baugleis gedient hätte, und sodann die Gitterbrücke unter Gleis 1 zu entfernen, wobei dann für den Bau der Brücke unter letzterem Gleis das neuverlegte Gleis 2 als Baugleis hätte dienen müssen. Bei der gewählten Baufolge hatte der Unternehmer für den Bau der Gewölbe unter Gleis 1 und 2 besondere Beifuhrgerüste herzustellen. Es war ferner verlangt, daß während der ganzen Bauzeit mindestens ein Gleis in völlig ungestörtem Betriebe sein mußte. Die Dauer des eingleisigen Betriebs sollte möglichst verkürzt werden. Die Einrichtung des eingleisigen Betriebs und die für die einzelnen Bauabschnitte erforderlichen Änderungen von Gleis- und Stellwerkanlagen hatte die Reichsbahn übernommen.

a) Durchschnittliche Tagesleistung bei 24-Stunden-Betrieb:
102 m³ fertiger Beton,
Zuschläge: Schotter 71 m³, Splitt 21 m³, Sand 50 m³,
Portlandzement 20000 kg
zusammen rd. 20 Wagenladungen.

b) Höchste Tagesleistung bei 24-Stunden-Betrieb:
140 m³ fertiger Beton,
Zuschläge: Schotter 98 m³, Splitt 29 m³, Sand 69 m³,
Portlandzement 28000 kg
zusammen rd. 27 Wagenladungen.

Für die Betonzuschläge wurde außerhalb der Brücke, auf der Südseite des Bahnhofs, ein Silo erstellt.

Es faßte: Schotter 220 m³, Splitt 80 m³, Sand 180 m³.

Die Betonzuschlagstoffe wurden mit zwei, auf 8 m über S.-O. liegenden Oberkante des Silos laufenden Kranen, einem Dampf- und einem elektrisch angetriebenen Kran, aus den beiderseits aufgestellten Eisenbahnwagen entladen und in den Silo gefüllt. Der Splitt wurde vom Eisenbahnwagen zuerst in eine auf dem Silo aufgestellte Waschmaschine geschüttet und lief von letzterer gewaschen in den Silo. Die einzelnen Zuschlagstoffe wurden vom Silo nach den mit Litermaß eingemessenen Marken in Muldenkipper von 0,75 m³ Inhalt abgezapft und dann in den Aufzug der vor dem Silo auf der Südseite 2 m über S.-O. aufgestellten, 1 m³ fassenden Betonmischmaschine geschüttet. Nach Beigabe des Zements in den Aufzugkasten und nachfolgender Maschinenmischung fiel der Beton in den unter der Mischmaschine bereitstehenden 0,75-m³-Muldenkipper. Von hier

aus war für die Förderung der Steine und des Betons ein Ringbetrieb eingerichtet in der Weise, daß eines der in Höhe von S.-O. auf der Brücke liegenden Fördergleise für die beladenen Wagen zur Baustelle, das andere für den Rücklauf der leeren Wagen von der Baustelle diente. Die Zufuhr der Baustoffe ließ sich so dem Bedarf entsprechend steigern. Über die Brücke wurde eine Wasserleitung gelegt, von der auf jeden der neuen Pfeiler eine Abzweigung ging, so daß jederzeit das Mauerwerk abgespritzt werden konnte.

Die Baustoffe.

Die Zuschläge zu dem bei dem Bauwerk verarbeiteten Beton waren:

1. Hartsteingeschläge, Gneis (sogenannter Schapbachgneis) mit gleichmäßig abgestuftem Korn 25 × 45 mm aus einem in der Nähe befindlichen bahneigenen Werk, Porphyr aus einem staatlichen Bruch an der Bergstraße und aus einem Schotterwerk im Renchtal.
2. Splitt gewaschen in gleichmäßig abgestuftem Korn 10 × 20 mm aus den vorgenannten Werken.
3. Grubensand vom Main, und zwar getrennt in gleichmäßig abgestuftem Korn von 0,3 bis 3 und 3 bis 7 mm.

Der verwendete Portlandzement wurde von der Zementverkaufstelle Heidelberg, der zum Mauern der Gewölbe und zu der Schutzdecke auf der Fahrbahnabdichtung benötigte hochwertige Zement wurde aus dem Werk Nürtingen in Württemberg geliefert. Bei der großen Menge von Granitsteinen, die zur Verkleidung der Sichtflächen des Bauwerks erforderlich waren, wurde der Bezug der Steine aus verschiedenen Brüchen zugestanden, jedoch mit der ausdrücklichen Bedingung, daß nur blaugrauer Granit verwendet werden durfte. An den Steinlieferungen, die zwischen der Baufirma und den Steinlieferanten vertraglich festgelegt wurden, beteiligte sich nahezu die gesamte Steinindustrie des Schwarzwaldes. Die Granitsteinbrüche des Murgtals, die Brüche im Bühler- und Achertal sowie Gewinnungsstellen in der näheren und weiteren Umgebung der Baustelle lieferten ein Material, das den von der Bauverwaltung hinsichtlich Farbe und Struktur gestellten Bedingungen in befriedigender Weise entsprach. Außer der Schwarzwälder Steinindustrie war, damit sich die Arbeiten nicht allzusehr in den Winter erstreckten, auch Odenwälder Granit zur Lieferung von Wölb- und Gurtgesimssteinen herangezogen worden. Die Gesamtlieferungen wurden hierdurch um einige Wochen früher erfüllt und die Vollendungsfrist der Gewölbe entsprechend verkürzt.

Bau der Pfeiler und Widerlager.

Nachdem von der bauausführenden Firma Anfang April 1924 die ersten Einrichtungsarbeiten eingeleitet waren und der Bahnbetrieb, wie oben bereits erwähnt, auf Gleis 1 übergeleitet war, wurde gegen Monatsende mit dem Ausschachten der Fundamente für Pfeiler IV, V und VI begonnen. Der Holzverbau der Baugrube für den letzteren mußte insbesondere auf der Südwand mit Rücksicht auf die Einwirkungen des Verkehrs auf der oberhalb dieser Wand entlang führenden Reichenbachstraße sorgfältig durchgeführt werden. Ferner mußte in dieser Baugrube der steil von West nach Ost abfallende faule Fels — etwa 170 m³ — durch Sprengung beseitigt werden. Die Baugrube für Pfeiler III wurde Ende des Monats Mai in Angriff genommen. Hier befand sich auf der Sohle im Fels eine etwa 3 m breite und 6 m lange Felsspalte, die in derselben Weise wie eine ähnliche Spalte auf der Fundamentsohle des Pfeilers I und II mit einem doppelten Schienenrost überdeckt wurde. Die Tiefe der bis auf den gesunden Fels reichenden Baugruben geht aus Abb. 4 hervor. Für das Mischen des Fundamentbetons war eine Betonmischmaschine auf der Talsohle beim alten Brückenpfeiler I aufgestellt; die Zuschlagstoffe — Splitt und Schotter — wurden mittels Holzkanäle von der Brücke aus in die Nähe der Betonmischmaschine abgeschüttet. Die Wasserhaltung erforderte keine besonderen Maßnahmen; das andringende Wasser wurde durch von Elektromotoren angetriebene Zentrifugalpumpen bewältigt.

Die schwierigste Arbeit beim Bau des neuen Talüberganges war neben dem Baustelleneinrichtungsplan bei den äußerst beschränkten Platzverhältnissen im Bahnhof Hornberg der Abbau der Baugrube für das neue nördliche Widerlager der Brücke unter Gleis 3 in dem ungeschütteten Böschungskegel. Die Anschüttung wurde vor 50 Jahren beim Bau der Schwarzwaldbahn hergestellt und besteht aus dem Aushub des Felsvoreinschnittes und dem Ausbruch des vor der Brücke liegenden Rebbergtunnels. Die Baugrube erforderte eine Querschnittfläche von 66 m² und hatte eine Tiefe von 27 m unter S.-O., wo erst gesunder Fels angetroffen wurde, der Holzverbau wurde nach Abb. 10 durchgeführt. Um Bewegungen in der Anschüttung zu vermeiden, mußte der Schachteinbau mit größter Sorgfalt bergmännisch stattfinden. Zum Abfangen des Hauptdruckes an der Nordwand waren die Kranzhölzer auf der einen Seite hinter das Flügelmauerwerk der alten Brücke eingespannt, auf der anderen Seite wurde der Druck mit Schrägstreben auf das Widerlager der alten Brücke übertragen. In dem Schacht wurde Tag und Nacht in drei Schichten zu je acht Stunden und mit je elf Mann gearbeitet. Der Aushub betrug 1461 m³ und erforderte einen Aufwand einschließlich des Einbaues des Aushubes in den Böschungskegel von 14 735 Stunden. Das unterste Drittel des Aushubes wurde mit Kranen hochgezogen, auf Eisenbahnwagen verladen und abgefahren; die zwei oberen Drittel wurden, um die Schachtwände nicht noch mehr zu belasten, etwa 30 m hinter der Baugrube abgelagert und erst nach Fertigstellung des Widerlagers in den neu zu erstellenden Böschungskegel eingebaut.

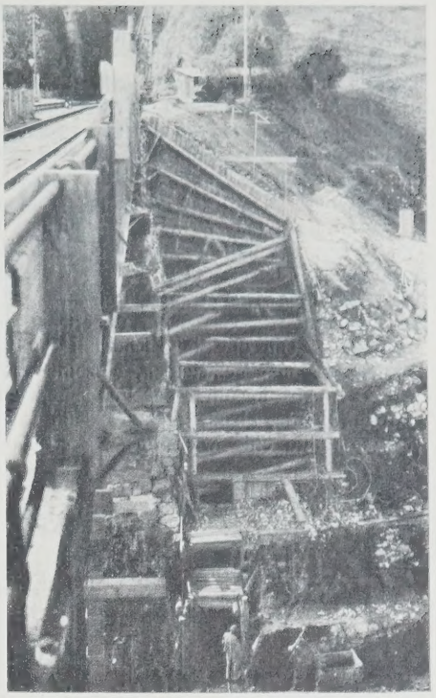


Abb. 10. Auszimmerung der Baugrube für das nördliche Widerlager der Brücke unter Gleis 3.

Bei einer Tiefe von 27 m unter S.-O. zeigte sich auch, daß das Mauerwerk der alten Brücke gut und auf gesunden Fels gegründet war. Nachdem dieser erreicht war, konnte mit dem Betonieren des neuen Fundaments begonnen werden. Um einen möglichst innigen Anschluß des neuen, bei dieser Höhe verhältnismäßig schlanken Widerlagerkörpers an das bestehende alte Mauerwerk zu erhalten, wurden bei jeder eingebrachten Betonschicht auch die auf 15 bis 20 cm ausgekratzten und gut gereinigten Fugen des alten Mauerwerks mit Portlandzementmörtel ausgefüllt.

Beim weiteren Hochbetonieren des Widerlagers wurde bei 13 m Höhe von der Baugrubensohle festgestellt, daß der das Widerlager umgebende, aufgeschüttete Böschungskegel in Bewegung war und daß der auf die Ost- und Nordwand des Schachteinbaues wirkende Erddruck ihn stark belastete. Auf der Ostseite ist nach Entfernung der Spannriegel ein Kranzholz von 60 cm Durchm. infolge des Druckes durchgebrochen. Die Pfändekeile und die übrigen Absteifungen in dem Schacht fraßen sich täglich mehr in das Holz. Die Böschungsoberfläche zeigte bis auf 10 bis 12 m rings um den Schacht leichte Risse. Kurz, alles deutete darauf hin, daß der ganze Schachteinbau von dem Erddruck bis aufs äußerste beansprucht war. Um den Zusammenbruch des Schachtes und damit die Gefährdung des Eisenbahnbetriebes auf dem benachbarten Gleis zu verhindern, wurde sofort in Tag- und Nachtbetrieb von dieser Höhe an ein Betonkörper von 4 m Stärke und 7,5 m Höhe vor der Nordwand des Schachtes hochbetoniert. Hierdurch konnte der Hauptdruck auf der Nord- und dem hinteren Teil der Ostseite abgefangen werden. Um zu verhindern, daß die Erdmasse noch mehr in Bewegung geriet und den Schachteinbau noch weiter gefährdete, wurde der gesamte Holzeinbau mit einbetoniert. Die Schrägstreben wurden in Kanälen, die mit Blech überdeckt waren, ausgespart und sind, nachdem der Beton so weit erhärtet war, daß er den gesamten Druck aufnehmen konnte, herausgezogen worden. Die Kanäle selbst wurden beim späteren Hochbetonieren des vorderen Teils des Widerlagers durch eine 5 m über dem obersten Kanal liegende, ausgesparte Öffnung mit plastischem Beton ausgegossen.

Die Ursache der Bewegung in der den Schacht umgebenden Masse ist auf folgenden Arbeitsvorgang beim Holzausbau zurückzuführen.

Der Schacht mußte auf der Nord-, Ost- und Südseite wegen des Holzeinbaues und dem etwa notwendig werdenden Abfangen des zu erwartenden stärkeren Druckes 70 cm breiter angelegt werden, als dies die Abmessungen des Widerlagers erforderten. Jeden zweiten Tag wurde das Widerlager durchschnittlich 1 bis 2 m hochbetoniert. Nach 24 Stunden wurde der 70 cm breite Zwischenraum zwischen Mauerwerkkörper und Schachtwand bis an die Ansteckdielen mit Steinen ausgepackt. Jetzt erst wurden die im Beton ausgesparten Streben, Spannriegel usw., die den Erddruck bis zum Abbinden des Betons aufnahmen, ausgebaut und die hinter dem darüberliegenden Kranzholz angesteckten Ansteckdielen gezogen. Durch das Ziehen der 8 cm starken Ansteckdielen entstand jeweils ein Zwischenraum von der gleichen Stärke, die Erdmassen rutschten auf den drei Seiten nach und preßten noch die Steinhinterfüllung zusammen. Je mehr Kränze von Ansteckdielen beim Hochführen des Widerlagers ausgebaut wurden, desto größer mußte daher durch das Nachrutschen die Bewegung im Böschungskegel und damit der Druck auf die Schachtwände werden.

Aus dieser vorausgegangenen Erfahrung konnte eine Lehre für das unter den gleichen Bedingungen auszuführende südliche Widerlager (Abb. 11) gezogen werden. Hier wurden, um die Bewegung von Anfang an zu unterbinden, zunächst in den Ecken des Schachtes, sodann auf der Längsseite in Abständen von 1,8 m Pfeiler in etwa 1 m Breite, die bis an die Ansteckdielen anbetoniert wurden, zusammen mit dem Widerlager hochgeführt. Diese Anordnung hat den beabsichtigten Zweck erreicht; durch die festen Rippen kam weder der angeschüttete Böschungskegel in Bewegung, noch erhielt der Holzeinbau stärkeren Druck.

Beim Fundamentaushub des südlichen Widerlagers der Brücke unter Gleis 3 (Abb. 11 u. 12) zeigte sich, daß die Vorderkante des alten Widerlagers unter Gleis 1 und 2 nicht auf gesundem Fels, sondern auf eine Tiefe von etwa 1,50 m auf Letten aufsaß. Dieser Umstand verhinderte, die Baugrube für das neue Widerlager in ihrem ganzen Querschnitt abzuteufen. Um die Standsicherheit des alten Widerlagers nicht zu gefährden, war man gezwungen, einzelne schmale Lamellen bis auf guten Fels, der erst 4 m unter der Fundamentsohle des alten Widerlagers angetroffen wurde, abzuteufen und dann auszubetonieren. Dieser Arbeitsvorgang hatte eine wesentliche Beschränkung des Arbeitsraumes und

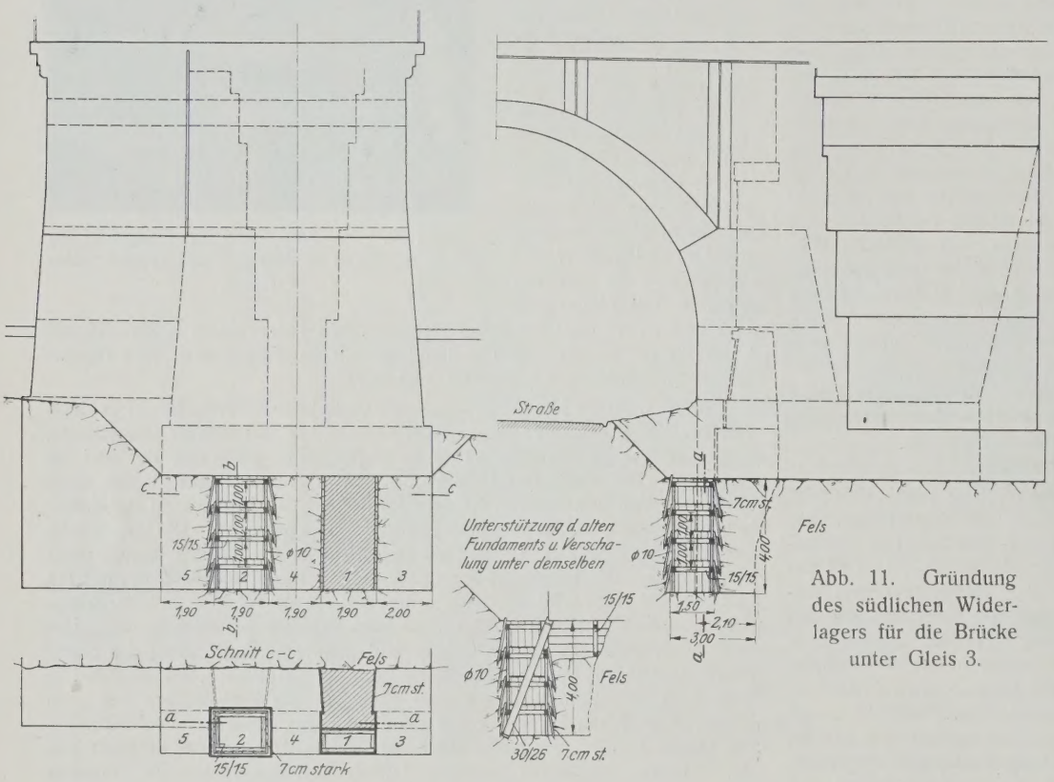


Abb. 11. Gründung des südlichen Widerlagers für die Brücke unter Gleis 3.

Abb. 12. Auszimmerung der Baugrube für das südliche Widerlager der Brücke unter Gleis 3.

einen erschwerten Holzverbau zur Folge und ließ daher die Ausschachtungsarbeiten nur langsam fortschreiten.

Nachdem das nördliche Widerlager etwa 4 m über die Talsohle hochgeführt war, konnte mit dem Fundamentaushub des Pfeilers I, welche Arbeit, um Bewegungen in der Baugrube des nördlichen Widerlagers zu verhindern, bis jetzt hatte zurückgestellt werden müssen, begonnen werden. Inzwischen war der Fundamentaushub der übrigen Pfeiler und das Einbringen des Fundamentbetons flott vorgeschritten. Auch für letzteren wurde mit Rücksicht auf die Wichtigkeit dieses Bauteiles der Brücke das Mischungsverhältnis 1 : 8 wie für den aufgehenden Beton vorgeschrieben. Bei der Bereitung des Betons wurde zur Erzielung hoher Druckfestigkeit großer Wert auf die Güte und Kornabstufung von Schotter und Splitt und die einwandfreie Beschaffenheit des Zements gelegt. Von jeder eingelaufenen Wagenladung Zement wurden Proben entnommen und der Normenprüfung auf Raumbeständigkeit, Kochprobe nach Michaelis, zweistündiger Glühprobe über dem Bunsenbrenner, sowie auf Mahlfeinheit mit dem 900-Maschen/cm²-Sieb unterzogen. Zur Vornahme der Stoffprüfungen war in einem ausgebauten Wagenkasten auf dem Bahnhof Hornberg ein Raum hergerichtet worden, der außer den für die oben angeführten Proben weiter noch die für die Abbindeprobe des Zements mit der Vicatschen Nadel und die Fingernagelprobe der Zementkuchen erforderlichen Geräte enthielt. Zur Prüfung des Mörtels standen zur Verfügung der Hammerapparat von Böhme-Martens, je fünf eiserne Formen für Herstellung der Zug- und Druckprobekörper, sowie ein Apparat für Zugprüfung samt den nötigen Zubehörteilen. Der Herstellung der Betonprobewürfel dienten 12 eiserne Würfelformen 30 × 30 cm mit den dazugehörenden Stampfern, Spateln und Linealen.

Zur Feststellung des günstigsten Mischungsverhältnisses der Betonzuschlagstoffe wurde der Schotter mit Litermaß in ein Gefäß gefüllt. In dieses mit einer bestimmten Literzahl gefüllte Gefäß wurde, um die Hohlräume des Schotters zu messen, Wasser bis Oberkante Schotterfüllung zugegossen. Erst das Rückmaß des Wassers ergibt die Hohlräume des Schotters, weil dabei die Aufnahme des Wassers durch das Gestein berücksichtigt ist. Der zum Beton verwendete Schotter mit einem Korn von 25 × 45 mm wies, in vorstehender Weise gemessen, 50% Zwischenräume auf, die mit Splitt und Sand auszufüllen sind. Der verwendete Splitt, Korngröße 10 × 25 mm, enthält, ebenfalls in der gleichen Weise gemessen, 35% Zwischenräume, die mit Sand auszufüllen sind. Zement wurde in der Masse nicht berücksichtigt, weil er durch die Hohlräume des Sandes ausgeglichen wird. Diese hinsichtlich Zementprüfung, Kornabstufung und Reinheit der Zuschläge äußerst peinliche Bearbeitung des Betons ergab auch den erwarteten Erfolg in hohen Festigkeiten des Betons, die in erster Linie auf den guten Mörtel im Mischungsverhältnis 1 : 2,8, wie dieses aus der durch Versuch festgestellten Mengenbegrenzung hervorgegangen war, zurückzuführen waren. Die erzielten Festigkeiten sind in der untenstehenden Tabelle zusammengestellt.

Zusammenstellung der Beton- und Mörtelproben.

a) Betonproben.

Die Würfelgröße für Betonproben war 30 × 30 cm. Die unter O.-Z. 1 bis 4 aufgeführten Festigkeitszahlen sind Mittelwerte aus durchschnittlich 3 bis 4 Proben zu je 3 Probekörpern, O.-Z. 5 bis 15 sind Mittelwerte aus je 1 Probe zu 3 Probekörpern. Der Beton ist an der Baustelle entnommen (s. Tabelle auf S. 147 oben).

b) Mörtelproben.

Mischungsverhältnis	Sand 0,3 bis 5 mm	Hochwertiger Portlandzement	Druck kg/cm²	Zug kg/cm²
Mörtel 1 : 3	3	1	505	37,1

Bemerkung: Nach 28 Tagen Mittel aus 3 Proben zu je 5 Probekörpern. — Der Mörtel aus hochwertigem Zement wurde zum Mauern der Gewölbe verwendet.

Der in Muldenkippern auf die Brücke gefahrene, erdfeuchte Beton wurde in aufgehängte Trichter gekippt und fiel von hier in senkrechten eisernen Rohrleitungen von 25 cm lichter Weite bis 27 m hoch zur Verwendungsstelle (Abb. 13). Gegen dieses senkrechte Schütten des erdfeuchten Betons sprachen zuerst zweierlei Gründe, und zwar:

a) daß bei der großen Höhe die schweren Steine vom Beton rascher fallen und damit vollständige Entmischung eintrete;

b) daß der chemische Prozeß, der beim Naßwerden des Zements einsetzt, durch die Wucht beim Aufschlag unterbrochen und dadurch die Festigkeit des Betons beinträchtigt würde.

Mischungsverhältnisse	Raumteile				Druckfestigkeit nach							Geringste und höchste Druckfestigkeit der einzelnen Probekörper	Der Beton ist geschüttet aus einer Höhe von
	Schotter 25/45 mm	Splitt 10/25 mm	Sand 0,3 bis 7 mm	Portlandzement	7 Tagen kg/cm²	28 Tagen kg/cm²	3 Monaten kg/cm²	6 Monaten kg/cm²	9 Monaten kg/cm²	12 Monaten kg/cm²	15 Monaten kg/cm²	kg/cm²	m
1. Beton 1:5 . .	2,5	0,75	1,75	1	—	306	—	—	—	—	—	290 bis 345	16
2. „ 1:8 . .	4,0	1,2	2,8	1	—	339	—	—	—	—	—	240 „ 413	—
3. „ 1:8 . .	4,0	1,2	2,8	1	197	—	—	—	—	—	—	193 „ 198	18
4. „ 1:8 . .	4,0	1,2	2,8	1	—	294	—	—	—	—	—	260 „ 345	22
5. „ 1:8 . .	4,0	1,2	2,8	1	—	—	291	—	—	—	—	289 „ 292	—
6. „ 1:8 . .	4,0	1,2	2,8	1	—	—	—	356	—	—	—	318 „ 384	—
7. „ 1:8 . .	4,0	1,2	2,8	1	—	—	—	—	357	—	—	317 „ 418	—
8. „ 1:8 . .	4,0	1,2	2,8	1	—	—	—	—	—	366	—	315 „ 405	—
9. „ 1:8 . .	4,0	1,2	2,8	1	—	—	—	—	—	—	370	362 „ 380	—
10. „ 1:8 . .	4,0	1,2	2,8	1	—	—	371	—	—	—	—	345 „ 391	27
11. „ 1:8 . .	4,0	1,2	2,8	1	—	—	—	—	300	—	—	292 „ 317	18
12. „ 1:8 . .	4,0	1,2	2,8	1	—	—	—	391	—	—	—	388 „ 391	27
13. „ 1:8 . .	4,0	1,2	2,8	1	—	—	—	—	—	371	—	345 „ 384	18
14. „ 1:10 . .	5,4	1,4	3,2	1	189	—	—	—	—	—	—	179 „ 208	4
15. „ 1:10 . .	5,4	1,4	3,2	1	—	261	—	—	—	—	—	236 „ 290	4

Die hierüber angestellten Versuche ergaben jedoch einwandfreie Ergebnisse. So wurde festgestellt, daß eine Entmischung beim Schütten des Betons durch senkrechte eiserne Röhren nicht eintritt, wenn die lichte Weite der Rohre 25 cm beträgt. Bei größerer lichter Weite von 30 oder 35 cm tritt die unter a) erwähnte Entmischung ein, bei kleinerer lichter Weite von 20 cm verstopfen sich die Rohre sehr leicht. Das richtige Maß für senkrechtes Schütten von erdfeuchtem Beton in der geschilderten Zusammensetzung ist 25 cm l. W. für die Rohrleitung. Die in obiger Tabelle aufgeführten Druckfestigkeitsergebnisse der aus geschüttetem Beton angefertigten Probekörper widerlegen ebenfalls die unter b) befürchtete Festigkeitsbeeinträchtigung. Gegen das Schütten von erdfeuchtem Beton war daher nichts mehr einzuwenden; es brachte, da der Beton nicht mehr wie anfänglich mit dem Aufzug befördert werden mußte, bei der unter den gegebenen engen Lagerplatzverhältnissen gestellten kurzen Bauzeit große Arbeits- und Zeitersparnis.

Die Steine zum Bau der Pfeiler, die Kragsteine und die Pfeilerkopfsteine, wurden mit den vor jedem Pfeiler stehenden Senktürmen eingebracht (Abb. 13, 14, 15, 16). Für den Weg zu und von den Senktürmen waren jeweils in die beiden von der Betonmaschine auf die Brücke führenden Fördergleise (Spurweite = 60 cm) Drehscheiben eingebaut. Der Senk-

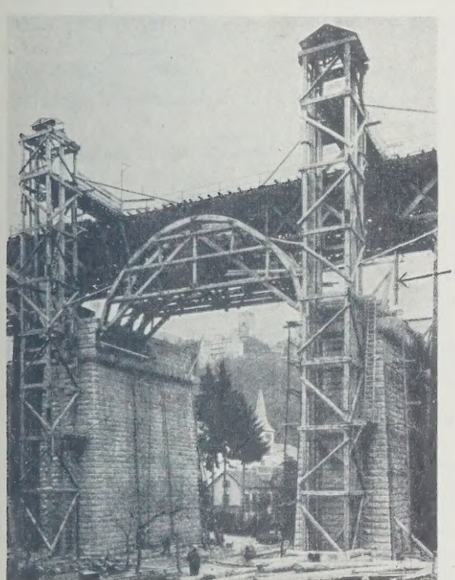


Abb. 13. Abfallrohr für das Abschütten des Betons beim Betonieren der Pfeiler und Ansicht der Senktürme.

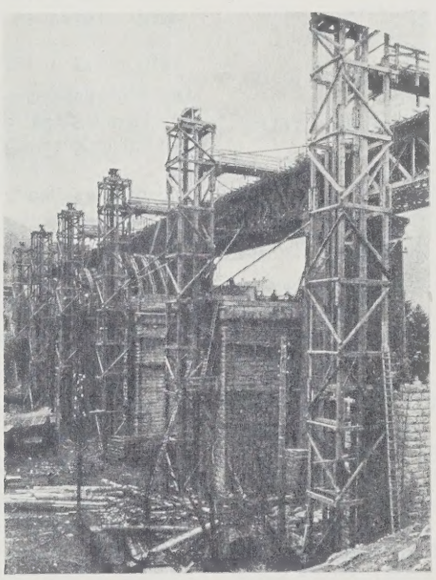


Abb. 15. Senktürme und Lehrgerüste.

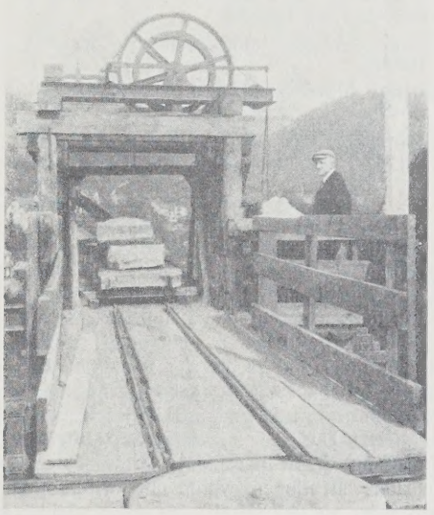


Abb. 17. Senk- und Aufzugvorrichtung auf dem Senkturm.

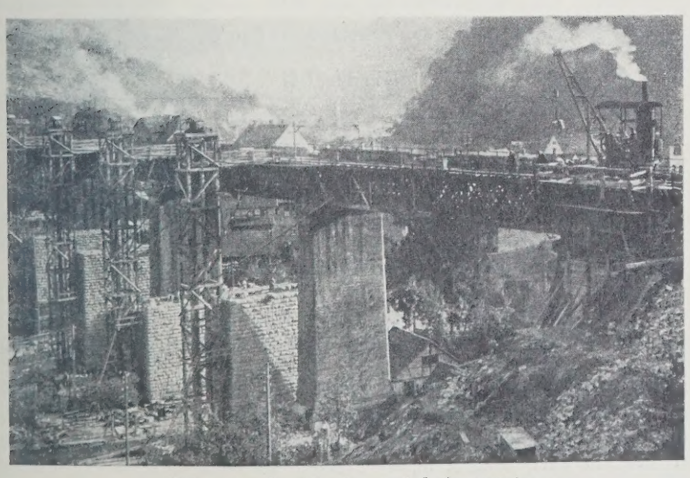


Abb. 14. Senktürme und Lehrgerüste.

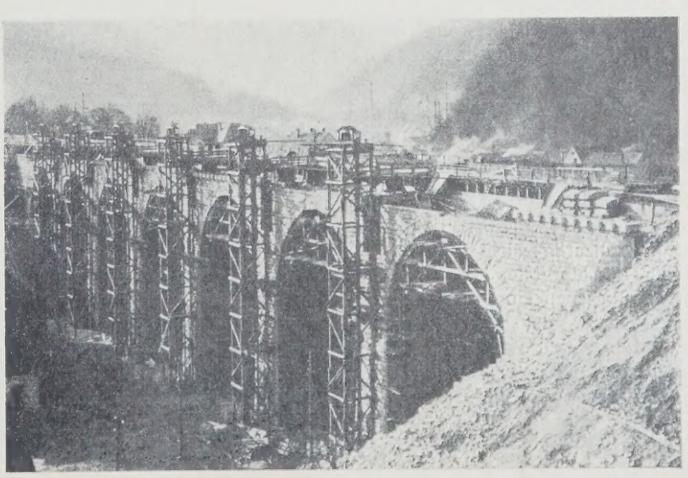


Abb. 16. Senktürme und Lehrgerüste.

turm hatte den Vorteil, daß, da alle Baustoffe mit der Bahn anrollten, die Förderung von S.-O. zur Verwendungsstelle durch die Schwerkraft der Baustoffe stattfinden konnte. Die Senktürme waren 25 m hoch mit einem Querschnitt von 2,5 × 2,5 m; sie reichten von der Talsohle bis etwa 2,5 m über S.-O. Auf dem Turm war die Senk- und Aufzugvorrichtung befestigt (Abb. 17). Diese bestand aus einer Seiltrommel mit Bandbremse; an dem über die Seiltrommel laufenden Drahtseil hing an dem einen Ende in der Mitte des Turmes eine in Führungsschienen laufende Aufzugschale, an dem anderen Ende ein auf der Außenseite des Turmes laufendes Gegengewicht. Auf die durch Riegel in S.-O. festgelegte Aufzugschale wurden die mit 0,7 bis 1,3 m³ Steinen beladenen Förderwagen geschoben und festgelegt. Nach Anziehen der Bandbremse wurden die Riegel unter der Aufzugschale mit Stellhebel zurückgenommen und die Steine bis zur Verwendungsstelle unter Regelung mit der Bandbremse abgesenkt. Von hier konnten die Steinförderwagen wagerecht aus dem Turm auf den Pfeilerschaft zum Verwendungsplatz geschoben und da entladen werden. Die Leerwagen wurden dann in die Aufzugschale zurückbefördert und von dem Gegengewicht wieder hochgezogen.

In der folgenden Zusammenstellung ist der Stoff- und Kostenaufwand für die vor jedem der sechs Pfeiler erstellten, 25 m hohen, in der Grundfläche 2,5 × 2,5 m messenden Senktürme, mit denen täglich in vier Stunden von S.-O. auf den Pfeilerschaft je 20 m³ Schichtenvorsatzsteine in 30 Fahrten gefördert wurden, ersichtlich.

Bezeichnung der Baustoffe und Leistungen	Gesamtaufwand Menge	Einzelpreis R.-M.	Gesamtkosten R.-M.
Kantholz	14 m³	69,85	977,90
Eisen: Leitschienen 60 m zu 9,5 kg	570 kg	0,14	79,80
Gerüstschrauben	440 „	0,41	180,40
Winkel- und Stoßlaschen	130 „	0,44	57,20
Unterlagscheiben	98 „	0,41	40,18
10% Abschreibung für eine Aufzugvorrichtung von im Neuwert 1000 R.-M. und Gewicht 1250 kg			100,00
Abbinden, Aufstellen und Abbrechen des Turmes	1037 Std.	0,72	746,64
Gehälter für Aufsicht und technisches Personal			75,00
Abschreibungen, soziale Lasten und sonstige allgemeine Unkosten			225,00
		Zusammen	2482,12

Die Mauerung der Brückenpfeiler und der Gewölbezwickel geschah derart, daß zunächst eine Schicht Binder und darüber eine Läuferschicht aus Granitvorsatzsteinen von 30 bis 35 cm Schichthöhe angesetzt wurde. Nach zwölfstündiger Erhärtung dieses Mauerwerks wurde der durch senkrechte Röhren geschüttete Beton schichtenweise — für jede Vorsatzsteinschicht in zwei Lagen — eingebracht. In jeder Arbeitsfuge der Pfeiler wurden links und rechts der Pfeilerlängsachse zur Erhöhung der Scherfestigkeit 10 bis 12 Stück rauhe Bruchsteine, etwa 70 cm lang, 50 × 50 im Querschnitt, von Oberkante Läuferschicht aus 30 bis 40 cm tief, miteinbetoniert. Um die im Grundriß rechteckig ausgebildeten Pfeiler unter Einhaltung der vorgesehenen Stirnneigungen von 40 : 1 bezw. 20 : 1 in die Höhe zu bringen, wurde mit fortschreitenden Hochmauern der Pfeiler nach jeder vierten Schicht das der erreichten Höhe entsprechende Schrägmaß der Pfeilerecken von der Pfeilerachse aus abgetragen. Außerdem waren zur Kontrolle entlang den künftigen Pfeilerkanten Drähte angebracht, die oben an die Senkturmkonstruktion bezw. die alte Brücke, am Boden an in Beton eingelassenen Bauklammern befestigt waren. Die Spannung dieser Drähte, von denen aus man die Schrägmaße nach den vier Pfeilerecken abstach, wurde öfter durch angebrachte Spannschrauben geregelt.

Auf diese Weise waren sämtliche Pfeiler mit Ausnahme von Pfeiler I, dessen Bau mit Rücksicht auf die Nähe der Baugrube des nördlichen Widerlagers erst später hatte in Angriff genommen werden können, Anfang Oktober 1924 bis Unterkante Kragstein fertiggestellt. Die Kragsteine — 70 cm hoch, 80 cm breit und mindestens 1,50 m lang —, die zur Unterstützung der Lehrgerüste dienten und ohne Zwischenräume den Pfeilerschaft kranzartig nach oben begrenzten, stammten aus Steinbrüchen des Acher- und Murgtales und waren vor ihrer Anlieferung in der Prüfungsanstalt der Technischen Hochschule zu Karlsruhe auf Biege- und Scherfestigkeit untersucht worden. Aus den zur Untersuchung der Biegefestigkeit eingesandten beiden Granitblöcken wurden jeweils vier Prismen 10 × 10 × 110 cm herausgeschnitten und deren Biegefestigkeit ermittelt nach der Formel $\sigma = \frac{M}{W}$, wobei $W = \frac{b h^2}{6}$. Nachdem die Prismen etwa in der Mitte gebrochen waren, wurden die Bruchstücke mit kürzerer Spannweite nochmals geprüft.

Das Ergebnis ist in den nachstehenden Tabellen zusammengestellt.

Granit I.

Nr.	W cm³	a cm	b cm	Bruchmoment kgcm	Bruchspannung kg/cm²	Mittel kg/cm²
1	159	46,5	17	17 400	109	
2	186	46,5	17	23 200	125	116,5
3	190	46,5	17	22 600	119	
4	201	46,5	17	22 700	113	
			Bruchstücke			
1a	164	19	17	18 600	113	
1b	156	19,5	17	18 300	117	
2a	190	19,5	17	22 000	116	
2b	184	19	17	19 500	106	107,5
3a	193	19,5	17	22 000	114	
3b	188	15	17	19 900	106	
4a	204	15	17	19 900	97,5	
4b	200	19,5	17	18 500	92,5	

Die Bruchstellen waren von sehr großen Feldspatkristallen durchsetzt.

Granit II.

Nr.	W cm³	a cm	b cm	Bruchmoment kgcm	Bruchspannung kg/cm²	Mittel kg/cm²
5	196	46,5	17	23 200	118	
6	156	46,5	17	19 300	124	121,5
7	184	46,5	17	21 800	118	
8	168	46,5	17	21 200	126	
			Bruchstücke			
5a	192	19,5	17	23 900	124	
5b	195	15	17	23 000	118	
6a	165	19,5	17	21 600	131	
6b	152	15	17	19 800	130	122
7a	184,5	19,5	17	23 100	125	
7b	187	15	17	19 200	102	
8a	168	15	17	19 200	118	
8b	177	19,5	17	22 800	129	

Die Bruchflächen waren von sehr großen Feldspatkristallen durchsetzt.

Demnach hat die Granitsorte I:
bei Balkenlänge von 110 cm eine Bruchbiegespannung von 116 kg/cm²
„ „ „ 47—56 „ „ „ „ „ 107 „
und die Granitsorte II:
bei Balkenlänge von 110 cm eine Bruchbiegespannung von 121 kg/cm²
„ „ „ 47—56 „ „ „ „ „ 122 „
Die Granitsorte II hat daher eine größere Biegefestigkeit als die Sorte I.

Vor der Untersuchung des Granits auf Schubfestigkeit waren aus jedem der beiden der Prüfungsanstalt übergebenen Granitblöcke drei Prismen 15 × 15 × 35 cm herausgeschnitten und deren Schubfestigkeit ermittelt nach der Formel $\tau = \frac{P}{2F}$ (2 Flächen).

Das Ergebnis ist in nachstehenden Tabellen zusammengestellt:

Granit I.

Nr.	Fläche cm²	Schubfestigkeit kg/cm²	Mittel kg/cm²
1	237	114	
2	243	99	
3	243	90	
4	243	116	≈ 104
5	237	106	
6	237	106	
7	234	100	

Bruchflächen von sehr großen Feldspatkristallen durchsetzt; viel Glimmer. Farbe: schwärzlich.

Granit II.

Nr.	Fläche cm²	Schubfestigkeit kg/cm²	Mittel kg/cm²
8	238	105	
9	242	108	
10	232	119	
11	232	116	≈ 105
12	232	107	
13	240	78	
14	240	90	

Bruchflächen von mittelgroßen Feldspatkristallen durchsetzt. Farbe: grünrötlich.

Mit großer Sorgfalt mußten die vier Eckkragsteine jedes Pfeilers versetzt werden. Da sie auf der Längsseite des Pfeilers den gleichen Druck durch das Lehrgerüst auszuhalten hatten wie die zwischen den Eckkragsteinen sitzenden Kragsteine, so erhielten sie auch dieselbe Einbindungstiefe wie letztere.

Beim Versetzen wurden diese Eckkragsteine gegen Kippen mit auf ihren oberen Lagerflächen aufgebrachten Sandsäcken beschwert. In ihrer Bearbeitung sind die Kragsteine von der vorderen Kante auf eine Breite von 50 cm gestockt, das Haupt ist wie das der Pfeilervorsatzsteine rauh bossiert; Lager- und Stoßflächen sind gespitzt. Zwischen den Kragsteinen, mit deren Oberkante abschließend, wurde in sämtlichen Pfeilern je ein Schienenrost aus von der Reichsbahn gelieferten 140 mm hohen

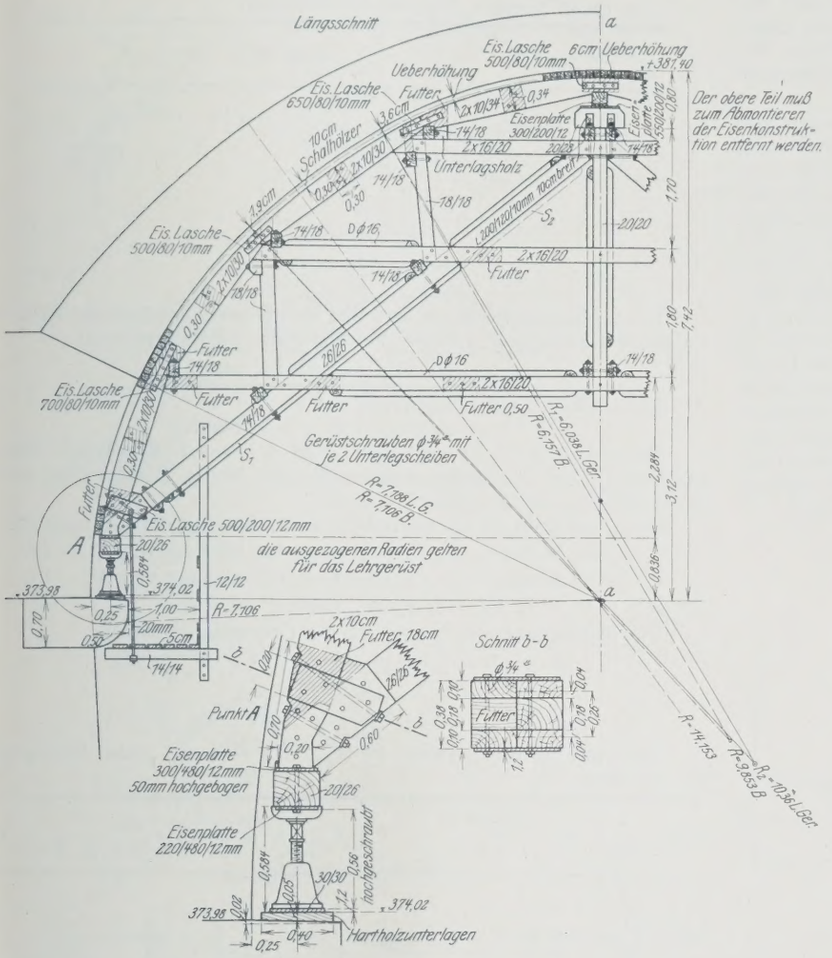


Abb. 18.

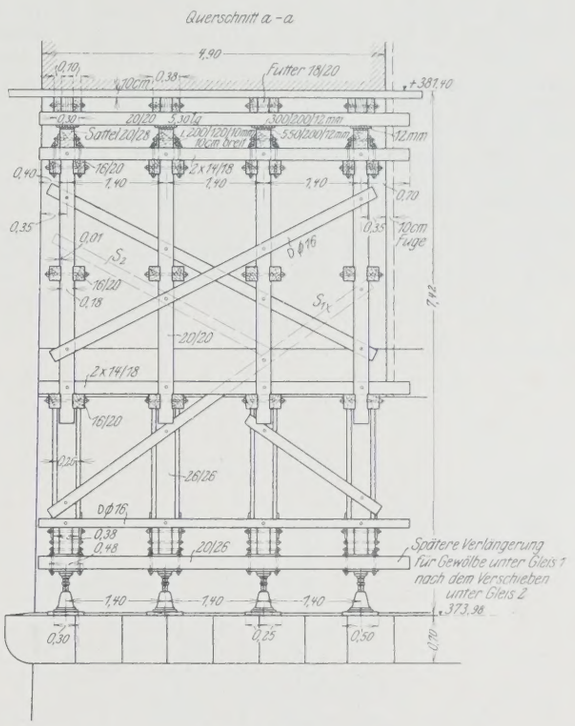


Abb. 18a.

Konstruktive Ausbildung des Lehrgerüstes.

Schienen — fünf Stück 11,50 m, 26 Stück 1,8 m lang — in einer 0,70 m starken Betonschicht (1 Zement : 2 Sand : 3 Hartsteingeschläge, Druckfestigkeit von 200 kg/cm²) eingelegt, der als plattenartige Abdeckung des Pfeilerschaftes dienen sollte.

Nach dem Versetzen der Kragsteine in Zementmörtel 1 : 3 wurde mit der Mauerung des Pfeilermauerwerks unter den Kämpfern (Pfeilerköpfe) begonnen; dieses Mauerwerk ist in den Sichtflächen mit Granitvorsatzsteinen ausgeführt, die in der Leibung eine Mindeststärke von 30 cm, im übrigen von 25 bis 35 cm haben, wie bei den Schichtenvorsatzsteinen mit Bossen für die Pfeiler. Für die Hintermauerung der Pfeilerköpfe wurde kein Beton, sondern große lagerfeste Steine verwendet. Nachdem so die Kragsteine gehörig übermauert waren — es genügte eine Auflast von vier Schichten, um das Kippen zu verhindern —, wurden die Lehrgerüstbinder aufgestellt.

Das Lehrgerüst.

Die Ausbildung des Lehrgerüstes (Abb. 15, 16, 18, 19), dessen Berechnung untenstehend angeführt ist, stand in engem Zusammenhang mit dem Abbruch der bestehenden eisernen Brücken. Da die Unterkante der eisernen Träger unter dem Gewölbescheitel lag, war das Lehrgerüst so ausgebildet, daß es nach Fertigstellung der Brücke unter Gleis 3 unter die bestehenden Eisenbauten der Brücken unter Gleis 1 und 2 verschoben werden konnte. Zu diesem Zweck war das oberste Segment des Binders auf letzterem nur aufgesattelt und konnte vor dem Verschieben leicht abgenommen werden. Die Lehrgerüste waren auf einem östlich der Brücke gelegenen, als Reißboden dienenden Platze abgebunden und vor dem Aufstellen jeweils auf dem Talboden in die Brückenöffnung, in die sie später zu stehen kamen, verbracht worden. Die einzelnen Binder wurden mittels einer gleichfalls auf dem Talboden aufgestellten Kabelwinde hochgezogen, deren Kabel über eine doppelte Seilrolle lief, die am Untergurt der alten Fachwerkbrücke angebracht war. Nachdem die Binder hochgezogen waren, wurden sie fertig montiert, indem die einzelnen hierzu noch erforderlichen Hölzer mit derselben Winde an Ort und Stelle verbracht wurden. Die Binder ruhten auf einer über den Absenkspindeln liegenden Schwelle 20×26 cm auf; die Spindeln waren im Binderabstand von 1,40 m aufgestellt. Die Bogenschwelle (Spindelbalken) wurde vor dem Aufstellen der Lehrgerüste und diese selbst nach ihrer Aufstellung gehörig hinterkeilt. Nach dem Hochziehen des Lehrgerüstes wurden die unteren Zangen mit Dielen abgedeckt und dadurch ein Arbeitsboden für die weiteren Montierungsarbeiten geschaffen. Die Überhöhung der Lehrgerüste, die im Scheitel 6 cm betrug und geradlinig bis zur Kämpferfuge auf Null auslief, wurde vor Beginn des Wölbens mit dem Nivellierinstrument nachkontrolliert; dabei festgestellte Höhenunterschiede wurden durch die Spindeln ausgeglichen. Bei der Überhöhung des Binderscheitels waren die Spindeln mit 12 cm Hubhöhe auf 58 cm Gesamthöhe eingestellt. Die Spindeln standen je auf einer 1,2 cm starken Eisenplatte 30 × 30, unter der sich als Ausgleich der Abschrägung 1 : 25 der Oberfläche der Kragsteine und als Druckverteiler ein 5 cm starkes Hartholz befand. Die konstruktive Anordnung des Lehrgerüstes geht aus Abb. 18 u. 18a hervor. Für

Abb. 19. Lehrgerüst in Öffnung 7 der Brücke unter Gleis 3.

die Auflagerung der Schraubenspindeln hatte die Baufirma ursprünglich I-Eisen (I20) vorgeschlagen. Mit Rücksicht auf die Schwierigkeit der Herstellung eines gleichmäßigen Auflagers auf die Länge dieser Träger und weil letztere nach dem Ergebnis die Prüfung des Granits der Kragsteine auf Biege- und Scherfestigkeit und ferner bei der Anordnung der Kragsteine als Kranz entbehrlich waren, hatte man von der Verwendung der Träger abgesehen.

Das Lehrgerüst für die Brücke unter Gleis 3 war am nördlichen und südlichen Widerlager auf in die neuen Widerlager einbetonierte Träger (I34) aufgelagert, die nach dem Ausrüsten des Bogens durch Abbrennen beseitigt wurden; die in der Sichtfläche dadurch enstandenen Lücken hat man dann durch Vorsatzschichtensteine geschlossen.

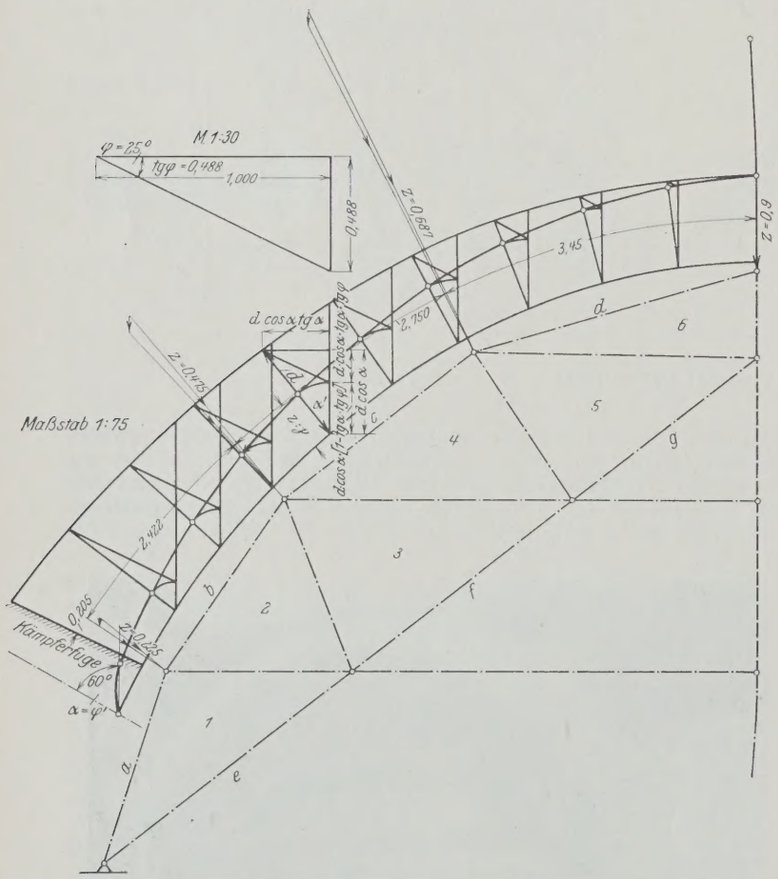
Der Berechnung des Lehrgerüstes, das als gesprengte Konstruktion ausgeführt ist, wurde die $1^1/_2$fache Gewölbelast zugrunde gelegt. Die Reibung zwischen Stein und Stein ist mit einem Reibungswinkel von 26°, die zwischen Stein und Schalholz mit einem Reibungswinkel von 60° berücksichtigt. Die unterhalb der Kämpferfuge herrschenden Normaldrücke auf das Lehrgerüst wurden bei der Berechnung des letzteren nicht berücksichtigt, da hier bereits ein sich selbst tragendes Mauerwerk besteht.

Die Lehrgerüstbinder sind statisch unbestimmt; als überzählige Stabkräfte wurden die Kräfte in den beiden die Binderhälften verbindenden wagerechten Stäben betrachtet. Auf Grund der statischen Berechnung ist das Lehrgerüst so ausgebildet, daß seine Obergurtung sowie der Druckgurt aus einfachen Vierkanthölzern hergestellt wurde. Der Obergurt ist entsprechend dem Verlauf der inneren Leibung des Bogens aus einzelnen Segmenten hergestellt, die durch eiserne Laschen und Schrauben verbunden sind. Die Knotenpunkte, wo Ober- und Untergurt zusammentreffen, sind besonders kräftig ausgebildet. Die wagerechten Verbindungsstäbe sind zeitweilig symmetrisch zur Bindermittelebene angeordnet.

Die für den Normaldruck maßgebende Belastungshöhe

$$z = \gamma\, d \cdot \cos\alpha\,[1 - \operatorname{tg}\alpha \cdot \operatorname{tg}\varphi]$$

wurde graphisch ermittelt.



Belastungen.

a) Eigengewicht des Lehrgerüstes $\gamma = 0{,}7$ t/m³; Tiefe = 1,40 m für jeden Binder (s. untenstehende Tabelle).

b) Normaldrücke des Gewölbes $\gamma = 2{,}8$ t/m³; Belastungsbreite $b = 1{,}4$ m.

Für die 1,5fachen Gewölbelasten wird bei Δs (m) Belastungslänge $\Delta N = \gamma\, \Delta s\, b\, z \cdot 1{,}5 = 1{,}5 \cdot 2{,}8 \cdot 1{,}4\, z\, \Delta s = 5{,}88 \cdot z\, \Delta s$ Tonnen.

Man erhält hiernach folgende Knotenlasten:

Kraftbezeichnung	Kraft in t
ab	$5{,}88\left[0{,}205 \cdot 0{,}225 + \frac{2{,}422}{2} \cdot \frac{0{,}225 + 0{,}475}{2}\right] = 2{,}77$ t
bc	$5{,}88\left[\frac{2{,}422 + 2{,}750}{2} \cdot 0{,}475\right] = 7{,}23$ t
cd	$5{,}88\left[\frac{2{,}750 + 3{,}45}{2} \cdot 0{,}687\right] = 12{,}5$ t
$\frac{1}{2} \cdot dd'$	$5{,}88 \cdot \frac{3{,}45}{2} \cdot 0{,}9 = 9{,}13$ t

Die aus Eigengewicht und Gewölbe herrührenden Knotenlasten wurden an jedem Knotenpunkt zu einer Resultierenden zusammengesetzt.

Ermittlung der Stabkräfte.

Das Fachwerk des Lehrgerüstes hat

$k = 14$ Knoten und $s' = 27$ Stäbe.

Da $s = 2k - 3 = 25$ sein muß, sind $s' - s = 2$ überzählige Stäbe vorhanden. Als Überzählige wurden die die beiden Binderhälften verbindenden wagerechten Stäbe betrachtet.

Ist S_o die Stabkraft des Grundsystems bei Wirkung der äußeren Kräfte,

S_a die Stabkraft des Grundsystems bei Wirkung von $X_a = 1$ t,

S_b die Stabkraft des Grundsystems bei Wirkung von $X_b = 1$ t,

so ist $S = S_o + S_a X_a + S_b X_b$ die Stabkraft im Binder.

Die Bestimmungsgleichungen für die Überzähligen lauten:

$$\Sigma S_o\, S_a \frac{s}{F} + X_a \Sigma S_{a^2} \frac{s}{F} + X_b \Sigma S_a\, S_b \frac{s}{F} = 0$$

$$\Sigma S_o\, S_b \frac{s}{F} + X_a \Sigma S_a\, S_b \frac{s}{F} + X_b \Sigma S_{a^2} \frac{s}{F} = 0.$$

Stabkräfte für die Zustände P, $X_a = 1$ t, $X_b = 1$ t siehe Kräfteplan (S. 151 oben).

Stab	$\frac{s}{F}$	S_o	S_a	S_b	$S_o S_a \frac{s}{F}$	$S_o S_b \frac{s}{F}$	$S_{a^2} \frac{s}{F}$	$S_{b^2} \frac{s}{F}$	$S_a S_b$
a/1	35,8	− 42,4	0	0	0	0	0	0	0
b/2	36,7	− 46,9	0	0	0	0	0	0	0
c/4	42,5	− 64,0	0	+ 0,98	0	− 2640	0	+ 40,6	0
d/6	45,6	− 136,2	+ 1,72	+ 3,88	− 10700	− 24080	+ 135	+ 686,0	+ 305
e/1	49,0	+ 16,8	0	0	0	0	0	0	0
f/3	43,3	+ 28,2	0	− 0,96	0	− 1170	0	+ 39,9	0
g/5	36,4	+ 46,5	− 0,84	− 1,82	− 1420	− 3080	+ 25,6	+ 120,0	+ 55,
X_a	30,6	0	0	0	0	0	+ 30,6	0	0
X_b	67,2	0	0	0	0	0	0	+ 67,2	0
Σ	—	—	—	—	− 12 120	− 3 0970	+ 191,2	+ 953,7	+ 360,

In obiger Tabelle, die nur das halbe Fachwerk berücksichtigt, sind die, beiden Binderhälften gemeinsamen Stäbe X_a und X_b nur mit der halben Stablänge berücksichtigt.

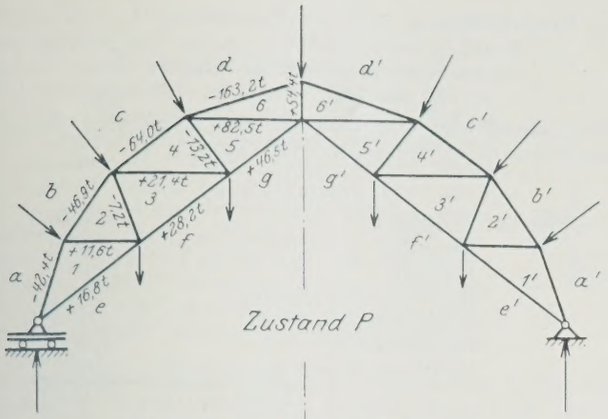
Ferner wurde der Einfluß der Füllungsstäbe, der für die Werte der Überzähligen nur geringfügig ist (vergl. hierzu u. a. die Doktordissertation von Prof. Gaber), vernachlässigt.

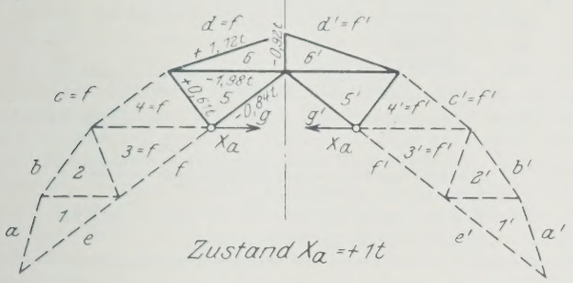
Die Bestimmungsgleichungen der Überzähligen lauten damit:

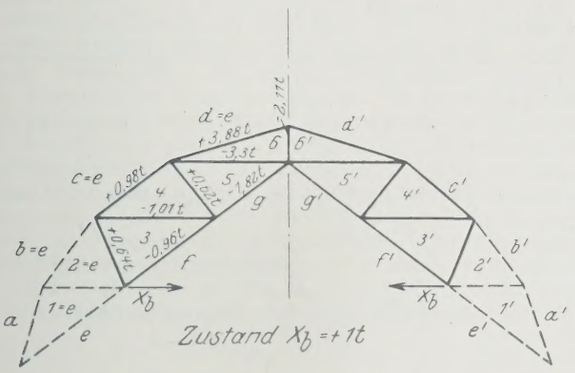
1. $-12\,120 + 191{,}2\, X_a + 360{,}7\, X_b = 0$ | : 191,2
2. $-30\,970 + 360{,}7\, X_a + 953{,}7\, X_b = 0$ | : 360,7
1a. $-63{,}4 + X_a + 1{,}887\, X_b = 0$
2a. $-85{,}9 + X_a + 2{,}642\, X_b = 0$

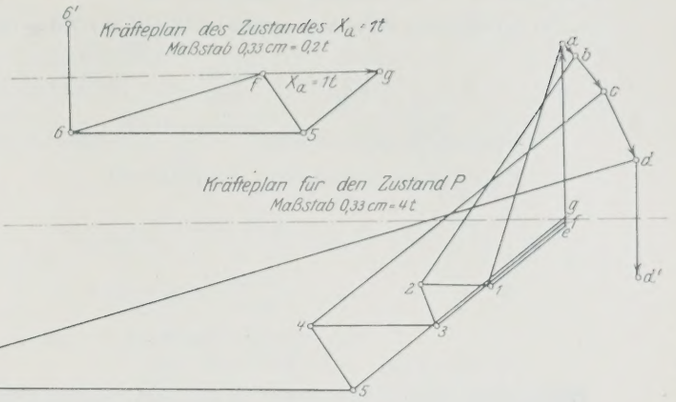
$-22{,}5 + 0{,}755\, X_b = 0$, woraus $X_b = \frac{22{,}5}{0{,}755} = 29{,}8$ t.

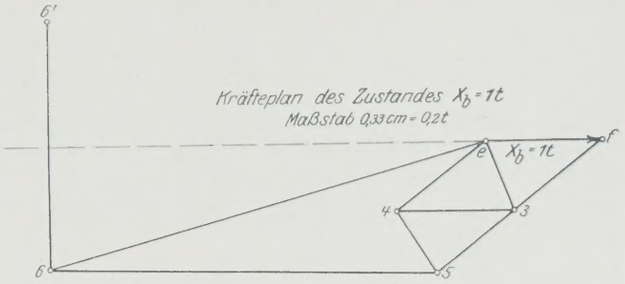
Kraft	Schalhölzer	m³	Stäbe	m³	Schalhölzer + Stäbe m³	Schalhölzer + Stäbe t	mit 30 % Zuschlag t
dd'	1,5 · 1,4 · 0,1	0,210	(2,25 + 1,4 + 1,4 + 1,35 + 1,05 + 2,2) 0,22 · 0,22	0,468	0,678	0,474	0,62
cd	2,4 · 1,4 · 0,1	0,336	(1,4 + 1,4 + 0,9 + 1,4) 0,22 · 0,22	0,245	0,581	0,406	0,53
fg	—	—	(1,35 + 0,9 + 1,05 + 1,45 + 1,45) 0,22 · 0,22	0,305	0,305	0,203	0,26
bc	2,5 · 1,4 · 0,1	0,350	(1,45 + 1,45 + 1,0 + 1,1) 0,22 · 0,22	0,238	0,588	0,411	0,54
ef	—	—	(1,45 + 2,2 + 1,0 + 0,95 + 1,6) 0,22 · 0,22	0,348	0,348	0,244	0,32
ab	1,6 · 1,4 · 0,1	0,224	(1,1 + 0,95 + 1,05) 0,22 · 0,22	0,150	0,374	0,262	0,34
ae	—	—	(1,6 + 1,05) 0,22 · 0,22	0,128	0,128	0,090	0,12
						$\Sigma =$	2,73 t











Aus 1a folgt jetzt $X_a = 63{,}4 - 1{,}887 \cdot 29{,}8 = 7{,}1$ t und zur Kontrolle aus 1b $X_a = 85{,}9 - 2{,}642 \cdot 29{,}8 = 7{,}0$ t.

Mit $X_a = 7{,}1$ t und $X_b = 29{,}8$ t werden jetzt die wirklichen Stabkräfte nach folgender Tabelle erhalten:

Stab	S_o	$S_a X_a$	$S_b X_b$	S
$a/1$	— 42,4	0	0	— 42,4
$b/2$	— 46,9	0	0	— 46,9
$c/4$	— 64,0	0	+ 29,2	— 34,8
$d/6$	— 136,2	+ 12,2	+ 115,6	— 8,4
$e/1$	+ 16,8	0	0	+ 16,8
$f/3$	+ 28,2	0	— 28,6	— 0,4
$g/5$	+ 46,5	— 6,0	— 54,3	— 13,8
1/2	+ 11,6	0	0	+ 11,6
2/3	— 7,2	0	+ 19,1	— 11,9
3/4	+ 21,4	0	— 30,1	— 8,7
4/5	— 13,2	+ 4,3	+ 18,5	+ 9,6
5/6	+ 82,5	— 14,0	— 98,5	— 30,0
6/6′	+ 54,4	— 6,55	— 63,0	— 15,15
X_a	0	+ 7,1	0	+ 7,1
X_b	0	0	+ 29,8	+ 29,8

Nachweis der Beanspruchungen.

1. Schalholz: Gewählt 10 × 10 cm Last im Scheitel:

$p = 0{,}9 \cdot 0{,}1 \cdot 2{,}8 = 0{,}252$ t/m
20 % Stoßzuschlag $= 0{,}050$ „
zusammen $= 0{,}302$ t/m

$$M = \frac{0{,}302 \cdot 1{,}4^2}{8} = 0{,}074 \text{ tm} = 7400 \text{ kgcm}$$

$$W = \frac{10^3}{6} = 167 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{7400}{167} = 44{,}7 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Kranzhölzer:

a) Kranzholz $d/6$: $S = -8{,}4$ t; $F = 2 \times 10/34 = 680$ cm²
$l = 2{,}5$ m.

Druckspannung $\sigma_D = -\frac{8400}{680} = -12{,}3$ kg/cm²

Belastung aus dem Gewölbe $\frac{0{,}685 + 0{,}9}{2} \cdot 2{,}5 \cdot 1{,}4 \cdot 2{,}8 = 7{,}70$ t

Eigengewicht von Schalung und Kranzholz . . . . $= 0{,}35$ t

zusammen 8,05 t

$$M = \frac{8{,}05 \cdot 2{,}5}{8} = 2{,}5 \text{ tm} = 250\,000 \text{ kgcm}$$

$$W = 2 \cdot \frac{10 \cdot 34^2}{6} = 3780 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_b = \frac{250\,000}{3870} = \pm 64{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = -12{,}3 - 64{,}5 = -76{,}8 \text{ kg/cm}^2.$$

Knicksicherheit (nach Tetmajer):

$$J = 2 \cdot 10 \cdot \frac{34^3}{12} = 65\,900 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{65\,900 : 680} = 9{,}87$$

$$l : i = 250 : 9{,}87 = 24{,}6$$

$$\sigma_k = 293 - 1{,}94 \cdot 24{,}6 = 245 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = \frac{245}{12{,}8} = 19 \text{fach.}$$

Für $\lambda < 100$; $k_o = 293 - 1{,}94\,\lambda$; erf. Sicherheit $\nu = 5 + 0{,}03\,\lambda$.

$\lambda > 100$; $k_o = \frac{1\,000\,000}{\lambda^2}$; erf. Sicherheit $\nu = 8$.

b) Kranzholz $c/4$: $S = -34{,}8$ t; $F = 2 \times 10/30 = 600$ cm²
$l = 2{,}5$ m.

Druckspannung $\sigma_D = -\frac{34\,800}{600} = -58$ kg/cm².

Belastung aus dem Gewölbe $\frac{0{,}687 + 0{,}475}{2} \cdot 2{,}5 \cdot 1{,}4 \cdot 2{,}8 = 5{,}70$ t

Eigengewicht von Schalung und Kranzholz . . . . $= 0{,}35$ t

$= 6{,}05$ t

$$M = \frac{6{,}05 \cdot 2{,}5}{8} = 1{,}89 \text{ tm}$$

$$W = 2 \cdot 10 \cdot \frac{30^2}{6} = 3000 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_b = \frac{1{,}89 \cdot 100\,000}{3000} = \pm 63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = -58 - 63 = -121 \text{ kg/cm}^2.$$

Knicksicherheit: $J = 2 \cdot 10 \cdot \frac{30^3}{12} = 45\,000 \text{ cm}^4$

$$i = \sqrt{45\,000 : 600} = 8{,}67 \qquad l : i = 250 : 8{,}67 = 28{,}8$$

$$\sigma_k = 293 - 1{,}94 \cdot 28{,}8 = 237 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = \frac{237}{58} = 4{,}1 \text{fach.}$$

c) Kranzholz $b/2$: $S = -46{,}9$ t; $F = 2 \times 10/30 = 600$ cm²
$l = 220$ cm.

$$\sigma_D = -\frac{46{,}900}{600} = -78{,}1 \text{ kg/cm}^2.$$

Belastung aus dem Gewölbe $\frac{0{,}475 + 0{,}225}{2} \cdot 2{,}20 \cdot 1{,}4 \cdot 2{,}8 = 3{,}01$ t
Eigengewicht von Schalung und Kranzholz . . . . $= 0{,}35$ t
$= 3{,}36$ t

$$M = \frac{3{,}36 \cdot 2{,}20}{8} = 0{,}840 \text{ tm}$$

$$\sigma_b = \frac{84\,000}{3000} = 28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = -106{,}1 \text{ kg/cm}^2.$$

Knicksicherheit: $l : i = 220 : 8{,}67 = 25{,}9$

$$\sigma_k = 293 - 1{,}94 \cdot 25{,}9 = 243 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = \frac{243}{78{,}1} = 3{,}1 \text{ fach.}$$

d) Kranzholz $a/1$: $S = -42{,}4$ t; $F = 2 \times 10/30$; $l = 185$ cm

$$\sigma_D = -\frac{42\,400}{600} = -70{,}6 \text{ kg/cm}^2.$$

Knicksicherheit: $l : i = 185 : 8{,}67 = 21{,}4$

$$\sigma_k = 293 - 1{,}94 \cdot 21{,}4 = 251 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = \frac{251}{70{,}6} = 3{,}57 \text{ fach.}$$

2. Untere Gurtung:

a) Stab $e/1$: $S = +16{,}8$ t; $F = 1 \times 26/26 = 676$ cm²
Abzug für Schrauben $F_s = 1{,}9 \times 26 = 50$ „
$F_{netto} = 626$ cm²

$$\sigma = +\frac{16\,800}{626} = +25{,}8 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Stäbe $f/3$ und $g/5$: bei gleichem Querschnitt viel schwächer belastet.

3. Zugbänder:

$X_b = +29{,}8$ t; $F = 2 \times 16/20 = 640$ cm²
Abzug für Schrauben $= 2 \times 1{,}9 \times 16 = 61$ „
$F_{netto} = 579$ cm²

$$\sigma = +\frac{29\,800}{579} = +51{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

4. Füllungsstäbe:

a) Stab $5/6$: $S = -30{,}0$ t; $F = 2 \times 16/20 = 640$ cm²
$l = 250$ cm

$$\sigma_D = -\frac{30\,000}{640} = -46{,}9 \text{ kg/cm}^2$$

$$J = 2 \cdot 16 \cdot \frac{20^3}{12} = 21\,400 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{21\,400 : 640} = 5{,}8 \qquad l : i = 250 : 5{,}8 = 43$$

$$\sigma_k = 293 - 1{,}94 \cdot 43 = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = \frac{210}{46{,}9} = 4{,}5 \text{ fach.}$$

b) Stab $4/5$: $S = +9{,}6$ t; $F = 18/18 = 324$ cm²
Abzug für Schrauben $1{,}9 \times 18 = 34$ „
$F_{netto} = 290$ cm²

$$\sigma = +\frac{9600}{290} = +33{,}0 \text{ kg/cm}^2.$$

Übrige Füllungsstäbe sehr reichlich.

5. Aufnahme des Stützdruckes der Binder: Der größte Stützdruck eines Binders ist 30 t (s. Kräfteplan).

Auflagerfläche über der Spindel: $20 \times 38 = 760$ cm²

$$\sigma_D = \frac{30\,000}{760} = 39{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

Druckspannung im Auflagerbalken 20/26 ⊥ zur Faser: Druckfläche der Eisenplatte $22/48 = 1056$ cm²

$$\sigma_D = \frac{30\,000}{1056} = 28{,}4 \text{ kg/cm}^2.$$

6. Unterstützung der Spindeln:

Stützdruck eines Binders . . .	30,000 t
Gewicht der Holzschwelle 20/26 .	0,100 t
Gewicht der Spindel	0,115 t
	30,215 t für einen Binder.

Unterstützungsfläche: Hartholz $50 \times 40 = 2000$ cm²

$$\sigma_D = \frac{30\,215}{2000} = 15{,}1 \text{ kg/cm}^2 \perp \text{Faser.}$$

7. Kragsteine:

Belastung	30,215 t
Eigengewicht des vorkragenden Endes $0{,}5 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}68 \cdot 2{,}8$	0,670 t

Nachstehend folgt eine Liste über den Stoffaufwand, Arbeits- und Kostenaufwand für ein Lehrgerüst unter Gleis 3.

1. Stoffaufwand.

Holz:	Schalholz	10,80 m³
	Kranzholz	5,21 „
	Kantholz	17,10 „
	Holz für Bedienungssteg	0,66 „
	Futterhölzer	2,03 „
	Halbrundhölzer	1,07 „
	Harthölzer, Bohlen und Sonstiges	0,84 „
	Zusammen Holz	37,71 m³
Eisen:	Verbindungslaschen u. Unterlagsplatten	720 kg
	Schrauben	914 „
	Bedienungssteg	113 „
	Eisen ohne Spindeln zusammen	1747 kg

Jedes Lehrgerüst saß auf acht Spindelwinden.

2. Arbeits- und Kostenaufwand.

Eingerüsteter Querschnitt = 81,39 m²;
verbauter Luftraum = $81{,}39 \times 4{,}90 = 398$ m³.
1 Gewölbe = 96 m³ Mauerwerk.

Bezeichnung der Baustoffe und Leistungen	Gesamtaufwand Menge	Aufwand auf 1 m² eingerüsteten Querschnitt	Aufwand auf 1 m³ verbauten Luftraum	Aufwand auf 1 m³ Gewölbemauerwerk	Einheitspreis R.-M.	Gesamtkosten R.-M.
		37,71	37,71	37,71		
Schal-, Kranz-, Kant-, Futter-, Halbrundholz	37,71 m³	81,39 0,463 m³	398 0,095 m³	96 0,392 m³	55,17	2080
Eisen: Unterlagsplatten, Schrauben usw.	1747 kg	21,4 kg	4,38 kg	18,20 kg	0,36	629
Stundenaufwand:						
Abbinden . .	727 Std.					
Einbauen . .	532 „					
Abrüsten . .	237 „					
	1496 Std.	18,40 Std.	3,76 Std.	15,60 Std.	0,76	1137
Gehälter für Aufsicht und technisches Personal						340
Abschreibungen, soziale Lasten u. sonstige allgemeine Unkosten						300
					zus.	4486
Verschieben der Lehrgerüste von Gleis 3 unter Gleis 1 u. 2 .	252 Std.				0,76	192

Herstellung des Gewölbes.

Nach dem anfänglich aufgestellten Wölbprogramm sollten alle Gewölbe unter Gleis 3 gleichzeitig in Angriff genommen werden. Großer, bis zur Einleitung der Arbeiten eingetretener Zeitverlust, ferner die vorgeschrittene Jahreszeit und der Umstand, daß genügend gelernte Maurer zum Wölben fehlten und weil auch der vorhandene Steinvorrat nicht ausreichte, zwangen dazu, dieses Programm zu verlassen. Bei der kräftigen Ausbildung der Pfeiler und ihrer Wirkung als Gruppenpfeiler schien jedoch die nicht gleichzeitige Einwölbung sämtlicher Öffnungen unbedenklich. Um trotzdem eine ausreichende Verspannung zwischen den einzelnen Pfeilern zu erzielen, wurden die Lehrgerüste sämtlicher sieben Öffnungen kurz nacheinander aufgestellt und am 29. November mit dem Wölben des Bogens 6 und am 1. Dezember des Bogens 7 begonnen; der Wölbschluß geschah am 6. bezw. 7. Dezember. Der inzwischen eingesetzte Frost erlaubte nur noch das Versetzen von drei Schichten am fünften Bogen am 9. Dezember. Von letzterem Tage ab mußten die Arbeiten ruhen. Das Mauerwerk wurde gegen Frostwirkung mit eigens hierzu gefertigten Strohmatten, Dachpappelagen und Bohlen sorgfältig abgedeckt. Die milde Witterung des Winters 1924/25 gestattete, die Wölbarbeiten bereits am 24. Januar 1924 wiederaufzunehmen; es wurde an diesem Tage mit dem Wölben von Bogen 4 begonnen. Die übrigen Bogen folgten in kurzen Zeitabständen, so daß am 13. Februar die Wölbarbeit in sämtlichen Öffnungen unter Gleis 3 fertig war. Die Gewölbe sind nach besonderem Vorsetzplan aus Bruchsteinen ausgeführt. Es wurden nur große Mauersteine verwendet, deren Stärke in der inneren Leibung mindestens 30 cm beträgt; über 90 cm lange Wölbsteine durften nicht verwendet werden. Die

Lagerflächen sind auf mindestens 20 cm Tiefe, gemessen von der inneren und äußeren Leibung, gespitzt. Die Stoßflächen wurden mit dem Spitzeisen auf mindestens 15 cm Tiefe bearbeitet, gemessen von der inneren Leibung. Im übrigen genügte eine rauhe Bearbeitung mit dem Mauerhammer und Spitzeisen, doch mußten die Steine vollkantig sein. Kleine Mulden, die mit Mörtel leicht ausgefüllt werden konnten, wurden nicht beanstandet, desgleichen Abgänge an nicht sichtbaren Ecken oder Kanten. Verboten war das Auszwickeln der Fugen, die höchstens 20 mm weit sein durften. Die Sichtflächen des Gewölbes sind in der inneren Leibung gespitzt, die Stirnen bossiert. Die Lagerfugen sind nach dem Bogenmittelpunkte gerichtet und den Erzeugenden der Wölbfläche parallel.

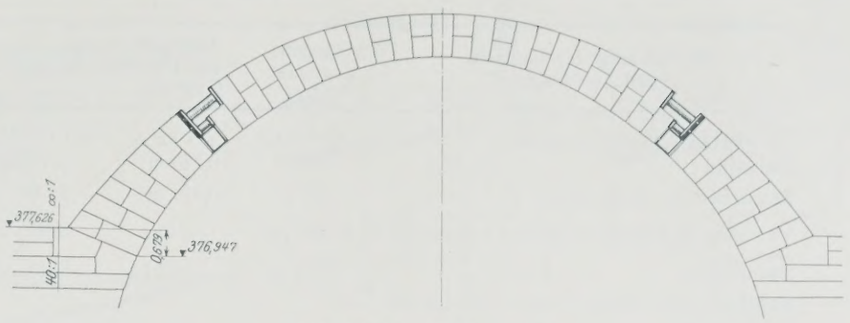


Abb. 20. Der Wölbvorgang.

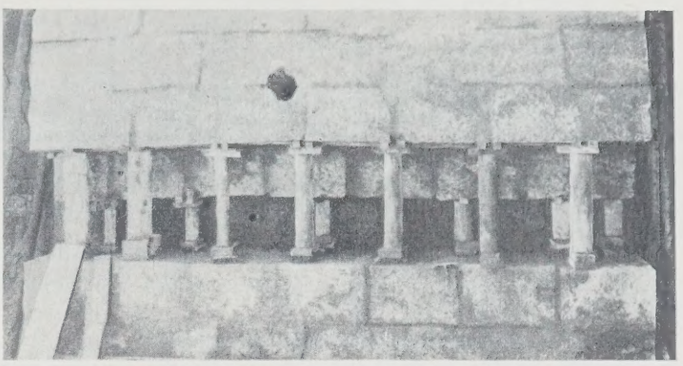


Abb. 21. Der Wölbvorgang.

Bei dem Wölbvorgang hat sich das Verfahren, das Prof. Dr.-Ing. Gaber in seinem Werk „Bau und Berechnung gewölbter Brücken und ihrer Lehrgerüste“ (Verlag von Julius Springer, Berlin) beschreibt, bewährt. Danach wurden zuerst am Kämpfer vier Schichten versetzt und erst dann im Scheitel vier Lagen Wölbsteine als Auflast aufgebracht. Nach weiteren drei Schichten vom Kämpfer aus wurde die achte Schicht trocken und nur in einer Steinstärke versetzt (Abb. 20 u. 21). Sodann wurde in rascher Folge gegen den Scheitel weitergewölbt, wobei die dort als Auflast lagernden Wölbsteine verwendet und dadurch die Scheitellasten allmählich verkleinert wurden. Gegen Wölbschluß wurden die Holzstempel, die die vollversetzte zehnte Schicht trugen, spannungslos und konnten entfernt werden. Nach der gleichfalls trockenen Versetzung des Schlußsteins wurden die leeren Lagerfugen der achten Schicht mit Zementmörtel 1:3 gefüllt und beiderseits die Gewölbelücke geschlossen. Daran anschließend wurde der Schlußstein mit Mörtel ausgestampft. Auf diese Weise ausgeführt, wirkt das Gewölbe als Dreigelenkbogen, der etwaigen, beim Wölben durch ungleichmäßiges Setzen der Lehrgerüste entstehenden Bewegungen folgen kann. Es wurden hier während und nach der Mauerung keinerlei Risse über den Kämpfern, wie sie bei Gewölben, die ohne die trockene Schicht hergestellt sind, auftreten sollen, beobachtet. Während des Wölbens wurden die Senkungen der Lehrgerüste täglich mit dem Nivellierinstrument beobachtet. Zu diesem Zweck war auf den jeweils über Gewölbestirn hinausragenden Schalhölzern ein Nagel als Festpunkt eingelassen, dessen Höhe von auf der alten Brückenbrüstung gelegenen Festpunkten aus festgestellt und in eine Tabelle eingetragen wurde. Die nachstehende Übersicht gibt Aufschluß über die durch die Belastung beim Wölben eingetretenen und mit dem Nivellierinstrument ermittelten Einsenkungen der Lehrgerüste unter den Bogen der Brücke unter Gleis 3. (Lichte Weite = 14,30 m; Überhöhung $h = 60$ mm; $\frac{h}{l} = \frac{0{,}06}{14{,}30} = 0{,}0042$; die Maße sind in mm angegeben.)

	Einsenkung des Lehrgerüstes bei Gewölbe													
	1		2		3		4		5		6		7	
	Ostseite	Westseite	Ostseite	Westseite	Ostseite	Westseite	Ostseite	Westseite	Ostseite	Westseite	Ostseite	Westseite	Ostseite	Westseite
Vier Schichten Gewölbemauerwerk beiderseits und vier Schichten als Scheitelbelastung	18	21	9	6	17	4	12	8	11	7	7	3	7	10
Schließen des Bogens . .	31	36	21	16	35	16	21	16	15	15	17	11	19	17
im Mittel . .	33		19		26		19		15		14		18	
im Mittel aus sieben Bogen	21													

Die starke Einsenkung im Bogen 1 von im Mittel 33 mm ist auf das Nachgeben der auf die Dammschüttung am nördlichen Widerlager aufgestellten Unterstützung des Lehrgerüstes zurückzuführen. Die beträchtliche einseitige Einsenkung auf der Ostseite des Bogens 3 hat ihre Ursache in dem nicht satten Aufsitzen des im Scheitel abnehmbaren Sattel- und Schalholzes.

Das Ausrüsten der Gewölbe durfte erst nach mindestens dreiwöchiger, zusammenhängender frostfreier Zeit geschehen. Auch hierbei sollten die Senkungen der Gewölbe sowie etwaige wagerechte Verschiebungen der Pfeilerköpfe in Höhe der Kämpfer gemessen werden.

Zur Messung der Gewölbesenkungen wurden von dem Brückenbaubureau der Reichsbahndirektion Stuttgart zur Verfügung gestellte Griotsche Biegungsmesser verwendet, die die Messung bei einer Teilung von 0,1 mm auf schätzungsweise 0,01 mm gestatten. Für jede Öffnung wurden zwei Instrumente aufgestellt und zur Einhängung der Drähte im Gewölbescheitel zwei Haken einbetoniert. Zur Beobachtung etwaiger wagerechter Verschiebungen der Pfeiler und Widerlager wurden einige Theodolite verwendet. Die Ergebnisse dieser Messungen mit den Griotschen Durchbiegungsmessern sind in der untenstehenden Liste zusammengestellt. Seitenschwankungen wurden, wie zu erwarten war, nicht beobachtet.

Um die Kosten- und Mengenaufwendungen bei den sieben Gewölben unter Gleis 3 für 1 m³ Gewölbe zu ermitteln, wurden über Beschaffen und Versetzen der 678 m³ fassenden sieben Gewölbe Aufzeichnungen geführt, die folgende Zusammenstellung (S. 154 oben) ergaben.

Gewölbeübermauerung.

Nach der Ausrüstung der Gewölbe konnte bei der herrschenden milden Witterung sofort mit dem Ausmauern der Bogenzwickel, dem Einbringen des Füllbetons und des Betons der Abschlußwände begonnen werden. Diese Arbeiten wurden zwischen dem 26. Februar und dem 24. April ausgeführt; sie hatten erst vorgenommen werden dürfen, nachdem die Gewölbe genügend erhärtet und die Lehrbogen abgesenkt waren, damit die beim Absenken entstehenden Formänderungen sich nicht auf die Stirnmauern übertrügen.

Die Mauerung über den Gewölben und das Einbringen des Füllbetons geschah in der gleichen Weise wie beim Hochführen der Pfeiler: nach dem Versetzen einer Binder- bezw. Läuferschicht wurde nach Verlauf einer 12stündigen Erhärtungszeit dieses Mauerwerks anschließend betoniert. Das Mischungsverhältnis des Füllbetons ist 1:4:6, während unmittelbar hinter den Schichtenvorsatzsteinen der Stirnfläche und beiderseits der Querfugen über den Kämpfern der Beton auf eine Stärke von 40 cm in dem Mischungsverhältnis 1:8 eingebracht wurde. Die Anordnung der Querfuge ist aus Abb. 22 ersichtlich. Sie wurde mit einer doppelten Lage von Dachpappe ausgelegt, die lagenweise mit einer Überlappung der einzelnen Lagen von 10 bis 15 cm eingebracht wurde. Nach dem Anbringen dieser Isolierschicht wurde sofort das Mauerwerk der Pfeilerköpfe bezw. der Beton bis zur jeweiligen Höhe der Dachpappeneinlage hochgeführt. Auf die beschriebene Weise wurde bis Unterkante Kragstein bezw. Kanzel fortgefahren. Das

Bogen	1		2		3		4		5		6		7	
Auf der Scheitelhöhe im	Osten	Westen	Osten	Westen	Osten	Westen	Osten	Westen	Osten	Westen	Osten	Westen	Osten	Westen
Senkung in mm	0,04	0,19	0,19	0,14	0,16	0,18	0,11	0,13	0,15	0,10	0,22	0,11	0,10	0,10
im Mittel	0,12		0,17		0,17		0,12		0,12		0,17		0,10	
Mittel aus sieben Bogen	0,14													

Bezeichnung der Baustoffe und Leistungen	Gesamtaufwand Menge	Aufwand auf 1 m³ Gewölbe	Einheitspreis R.-M.	Gesamtkosten R.-M.	Kosten auf 1 m³ Gewölbe R.-M.	
Hochwertiger Portlandzement	48 000 kg	71 kg	6,50/100 kg	3 120,00	4,62	
Mainsand	98 m³	0,145 m³	3,78	370,44	0,55	
Beschaffen der Wölbsteine	658 m³	0,97 m³	162,81	107 128,98	157,93	Bei einem Steinhauermittellohn von 98 Pf.
Versetzen der Wölbsteine samt Ausmörteln	10 550 Std.	15,6 Std.	0,92	9 706,00	14,31	Bei einem Mittellohn für Maurer und Handlanger von 92 Pf.
Steinabladen	2 500 Std.	3,7 Std.	0,92	2 300,00	3,39	Bei einem Mittellohn für Maurer und Handlanger von 92 Pf.
Gehälter für Aufsicht und technisches Personal				1 520,00	2,24	
Abschreibungen, Unterhaltung d. Geschirres, soziale Lasten und sonstige allgemeine Unkosten	30 % des Lohnes			3 601,80	5,31	
				127 747,22	188,35	

Offenlassen der mit Dachpappe ausgelegten Querfugen, wobei erstere lediglich ein Trennungsmittel — kein Isoliermittel gegen Feuchtigkeit — sein sollte, bietet einerseits eine Gewähr dafür, daß kleine Unebenheiten des Betons an den beiden Fugenwänden nicht zahnartig ineinandergreifen können, anderseits wird dadurch erreicht, daß eine vielleicht eintretende, entsprechend kleine gegensätzliche Bewegung dieser beiden Wände leicht möglich ist.

Die Querfugen wurden sodann in der Sichtfläche auf eine Tiefe von 5 cm mit Bleiwolle gedichtet und verstemmt, um das Eindringen von Schlagregen zu verhindern.

Entwässerung der Brückenfahrbahn.

Besondere Sorgfalt wurde, weil von ihr der Bestand und die Lebensdauer des neuen Bauwerks wesentlich abhängen, der Entwässerung der Brückenfahrbahn zugewendet. Die Ausbildung dieser Entwässerung ist in Abb. 6 u. 7 dargestellt. Der höchste Punkt liegt jeweils über dem Gewölbescheitel an der Stelle, wo eine Schotterbettstärke von 0,80 m vorhanden ist. Dieses große Maß hatte mit Rücksicht auf den etwa einsetzenden elektrischen Bahnbetrieb gewählt werden müssen, bei dessen Einführung das Gleis wegen des an das nördliche Widerlager anschließenden Tunnels gesenkt werden muß. Das Längsgefälle der Entwässerung gegen die Einlaufstutzen beträgt, um einen geregelten Wasserabfluß zu gewährleisten, 5 %. Für die Ableitung des Sickerwassers ins Freie war anfangs ein sich verjüngendes Rohr von 100 mm l. W. am oberen Muffenende und von

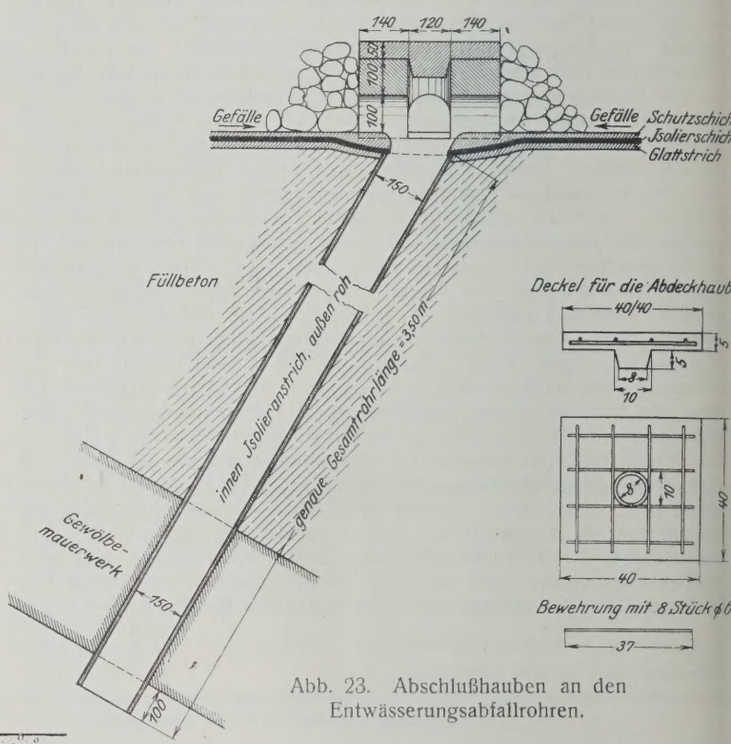


Abb. 23. Abschlußhauben an den Entwässerungsabfallrohren.

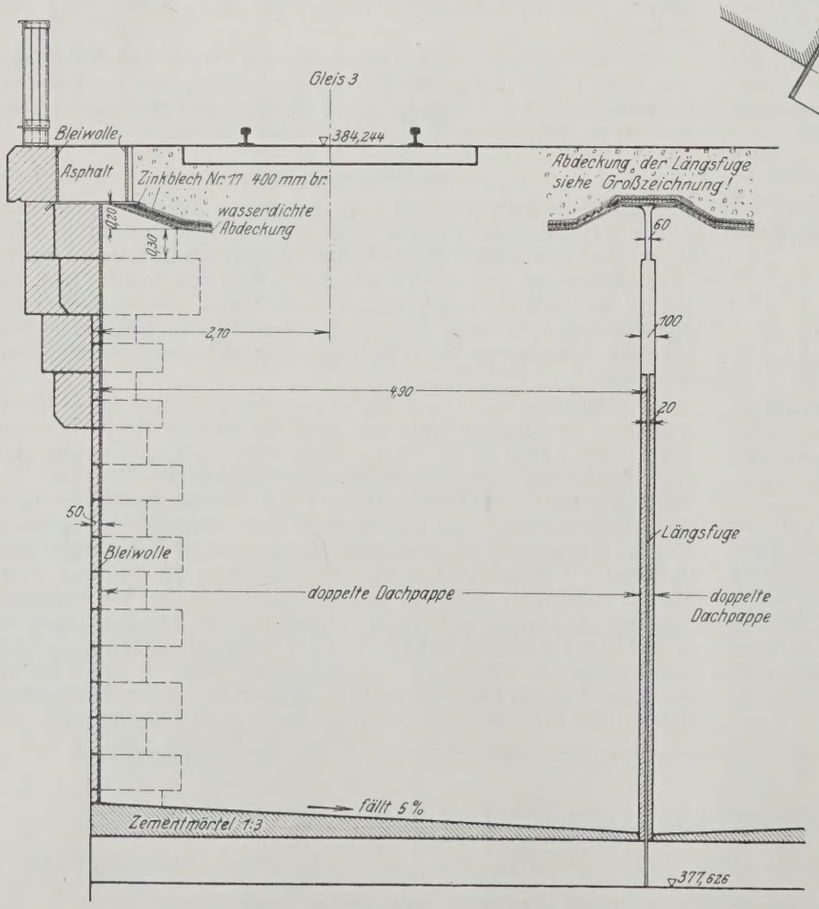


Abb. 22. Anordnung der Querfuge.

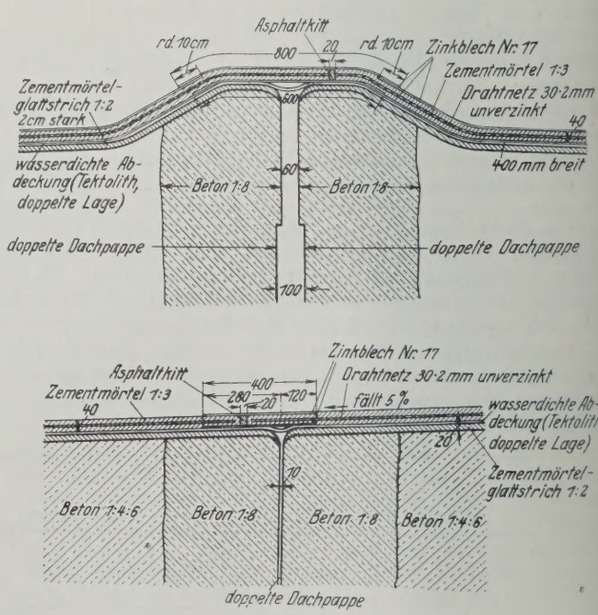


Abb. 22a.

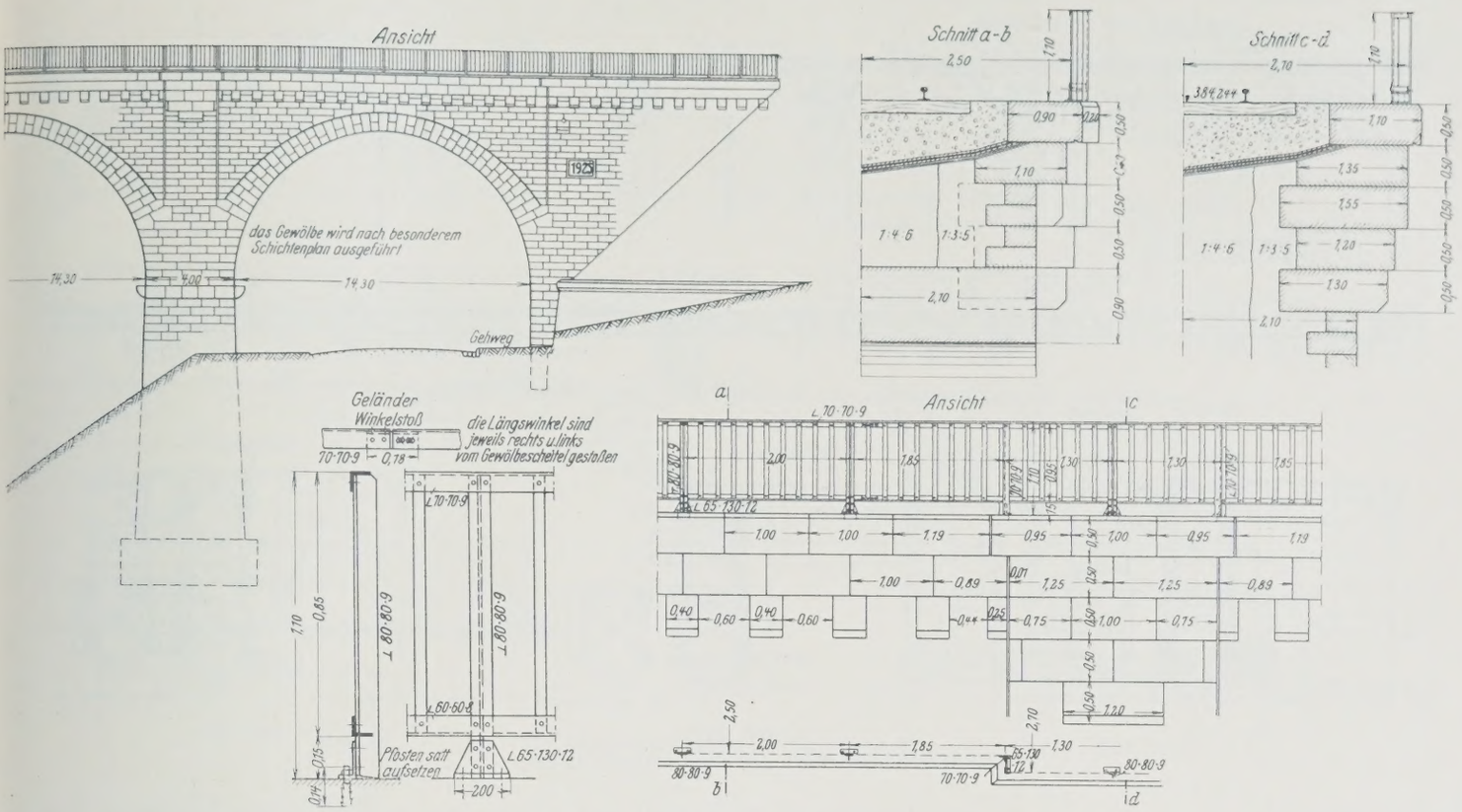


Abb. 24. Anordnung des Gurtgesimses, der Abdeckplatten und des eisernen Geländers.

150 mm l. W. am unteren Ende mit einer Neigung von 30° gegen die Lotrechte beabsichtigt. Die Kegelstumpfform war gewählt, weil bei der Ausbildung als Kegel der Abgang allfällig im Winter sich festsetzender Eispfropfen leichter vonstatten geht als bei einem zylindrischen Rohr. Da solche kegelförmige Rohre nicht zu bekommen waren, mußte man sich, um den Baufortschritt nicht zu verzögern, mit zylindrischen Rohren von 150 mm l. W. abfinden. Als oberer Abschluß der Abfallrohre für das Sickerwasser dienten in Eisenbeton ausgeführte Abdeckhauben, wie sie in Abb. 23 zu ersehen sind. Das Sickerwasser wird hierbei durch vier Kanäle zum Absturzrohr geführt. Gegenüber Blechsieben besteht hier der Vorteil, daß eine größere Menge Wassers rasch ablaufen kann und dadurch Verschlammung nicht zu befürchten ist. Während in den Öffnungen 1 bis 6 die Ableitung des Sickerwassers nach der Gewölbeleibung zu geschieht, verbot dies in Öffnung 7 die darunter befindliche Kreisstraße. Wie bereits erwähnt, wurde das Wasser durch beiderseits angebrachte Wasserspeier abgeleitet, deren Ausladung aus der Sichtfläche so groß gewählt wurde, daß das abfließende Wasser die Bauwerkstirnen nicht verunreinigen kann.

Das Versetzen der Gurtgesimskragsteine, Kanzeln und Abdeckplatten, deren Anordnung man in Abb. 24 sieht, fand im Monat April statt. Diese Steine sind mit Rücksicht auf die unmittelbare Nähe der Stadt feiner bearbeitet als sonst die Steine der Sichtflächen; sie sind gestockt und in den Lager- und Stoßfugen gespitzt.

Wasserdichte Abdeckung der Brückenfahrbahn.

Nachdem der Glattstrich zum Ausgleich des Füllbetons im letzten Drittel des Monats April aufgebracht worden war, konnte Anfang Mai mit dem Verlegen der wasserdichten Abdeckung der Fahrbahn begonnen werden. Verwendet wurde der auch anderwärts bewährte Tektolith. Beim Verlegen der Abdeckung durch Facharbeiter wurde der Tektolith in einer Lage auf den Glattstrich der Fahrbahn ausgebreitet, die zweite Tektolithlage wurde mit der ersten mit 50%iger Bitumenklebmasse verklebt. Eine feine Abstreuung der Tektolithplatten mit Talkum verhinderte ihr Zusammenkleben beim Lagern und beim Transport. Das Talkum hatte vor dem Verkleben der beiden Lagen von den Arbeitern gründlich abgebürstet werden müssen. Die Überdeckung der Stöße der Tektolithplatten, bei der gleichfalls mit der größten Reinlichkeit und Sorgfalt zu verfahren war, betrug mindestens 10 cm. Auf ihrer Oberfläche erhielt die Abdeckung einen gut deckenden Anstrich mit 50%iger Bitumenstreichmasse. Nach deren Erhärtung wurde der 4 cm starke Glattstrich in Zementmörtel 1 : 3 mit Drahtnetzeinlage (unverzinkt 30 • 2 mm) aufgetragen. Über den Querfugen und der Längsfuge zwischen den Brücken unter Gleis 1 und 2 und der Brücke unter Gleis 3 hängt die Tektolithabdeckung jeweils etwas durch, damit sie bei etwaigen Bewegungen im Bauwerk an dieser Stelle nicht reißt. Zum Schutze des durchhängenden Tektolithstreifens wurde darüber ein doppeltes Zinkblech von 40 cm Breite verlegt. Besonders gewissenhaft mußte der Anschluß an die Abdeckplatte der Gehwegauskragung hergestellt werden, wie dies der Abb. 22, auf der auch die weiteren Einzelheiten zu sehen sind, zu entnehmen ist.

Nach Beendigung der letztbeschriebenen Arbeiten konnten die für den zweiten Bauzustand im Bahnhof erforderlichen Oberbauarbeiten und Änderungen der Stellwerks- und Sicherungsanlagen ausgeführt werden. Der bisher auf Gleis 1 durchgeführte eingleisige Bahnbetrieb wurde am 26. Mai 1925 auf das neuerstellte dritte Gleis übergeführt. Bei der Probebelastung am 23. Mai durch zwei Kopf gegen Kopf stehende Lokomotiven G 12 zeigten sich keine wesentlichen Senkungen. Die Messungen mit den unter jeder Öffnung am Scheitel der Gewölbe angebrachten zwei Griotschen Biegungsmessern ergaben bei ruhender Belastung durch die beiden Lokomotiven, der Langsamfahrt mit 25 km/Std. und der Schnellfahrt mit 45 km/Std. Durchbiegungen bezw. Schwingungen von 0,01 bis 0,04 mm. Mit den am nördlichen und südlichen Widerlager aufgestellten Theoliten waren Bewegungen in der Brückenlängsachse nicht festzustellen.

Bau der Brücke unter Gleis 1 und 2.

Beseitigen der alten eisernen Tragwerke.

Mit der Inbetriebnahme der Brücke unter Gleis 3 war der erste Bauzustand beendet. Um das ganze Bauwerk mit Sicherheit noch vor Beginn eines u. U. frühzeitigen und strengen Schwarzwaldwinters fertigzustellen, wurden die Arbeiten für den zweiten Bauzustand ungesäumt eingeleitet. Der Bau der Brücke unter Gleis 1 und 2 hatte aus den eingangs erwähnten Gründen in einem Zuge zu geschehen. Eine Längstrennungsfuge zwischen der Brücke für Gleis 1 und Gleis 2 fiel füglich weg. Der Abbruch der Fachwerkbrücke (s. Abb. 28a) wurde nach der Überleitung des Betriebes auf Gleis 3 sofort in Angriff genommen, nachdem teilweise schon während des Gleislegens die abzubrechenden Brückenträger eine einstweilige Unterstützung auf die neuen Pfeiler erhalten hatten (Abb. 25 bis 27). Das seitherige Lehrgerüst der Brücke unter Gleis 3 hatte jetzt in den Öffnungen der Talbrücke unter Gleis 1 und 2 als Unterstützungsgerüst für die alten Tragwerke zu dienen.

Zu diesem Zweck waren die Lehrgerüste seitlich um 5 m zu verschieben, nachdem man zuvor die auf ihnen sitzenden Holzaufsattelungen abgenommen hatte. Das Verschieben vollzog sich in der auf Abb. 28 u. 28a dargestellten Weise. Zunächst wurden die Verschiebegestelle an die Bogenschwelle zwischen Spindel 1 und 2 angebracht; sodann wurden zwei ausgeschlitzte Unterstützungsklötze zum Auswechseln der Spindeln untergesetzt, je eine in der Mitte der Brücke unter Gleis 1 und 2 und je eine

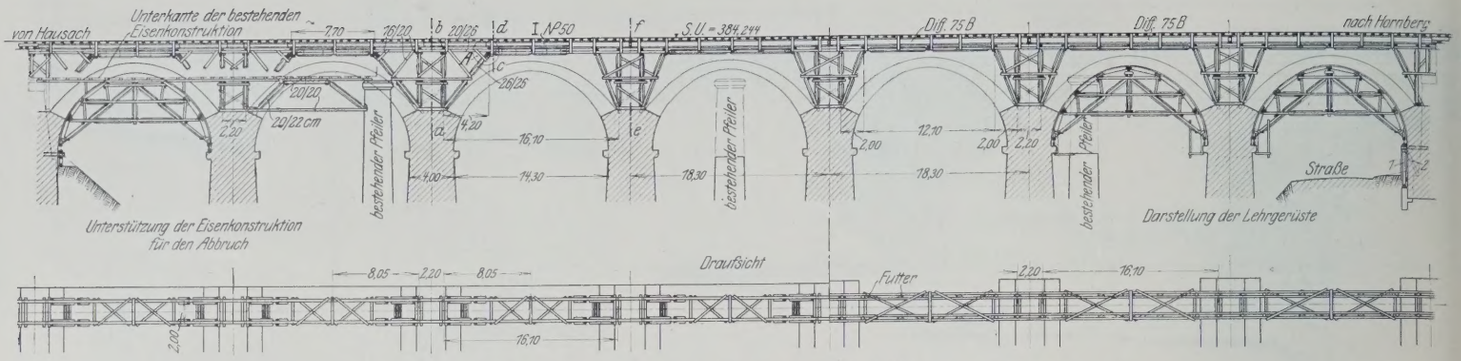


Abb. 25. Übersichtszeichnung der Kranbahn, Lehr- und Unterstützungsgerüste.

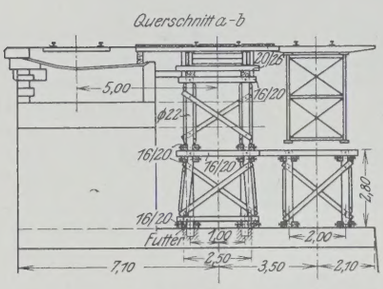


Abb. 25a.

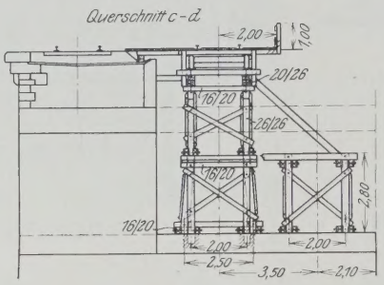


Abb. 25b.

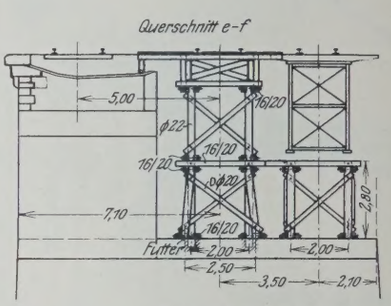


Abb. 25c.

Querschnitte durch die Kranbahnkonstruktion.

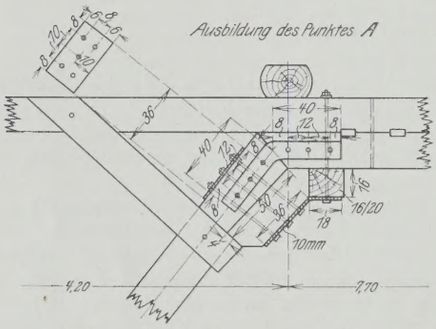


Abb. 25d. Ausbildung des Punktes A der Kranbahn.

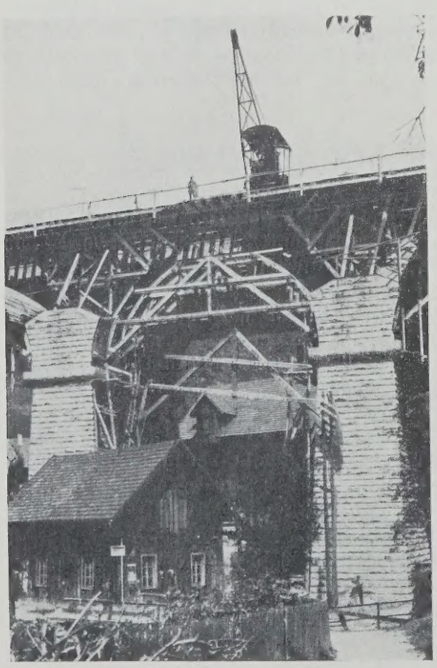


Abb. 26. Abstützung der Kranbahn durch Schrägbalken gegen Seitenschwankungen.

unter der Längsfuge. Anschließend wurden die Spindeln 2,3 und 4 entfernt und die zum Verschieben benötigten Schienen in die Schlitze der Unterstützungsklötze durchgeschoben. Nach dem Einschieben der Schienen wurden die Klötze entfernt und Spindel 1 weggenommen. Die Verschiebung selbst geschah mit Differentialflaschenzügen, die an der Bogenschwelle (Spindelbalken) und an einem am Pfeilerkopf angebrachten Rundholz (20 cm Durchm.) befestigt wurden. Nach dem Verschieben wurden die Spindeln wieder untergesetzt und die Schienen entfernt. Das Durchschieben der Lehrgerüste hatte zunächst nur in den Öffnungen geschehen können, in denen die alten Brückenpfeiler dies nicht verwehrten. Wo letzteres der Fall war, wurden unter Benutzung der alten Pfeiler besondere Sprengwerke als Unterstützungsgerüste der abzubrechenden alten Tragwerke erstellt (Abb. 25 u. 27). Die zunächst unter den Gleisen 1 und 2 als Unterstützungsgerüste dienenden Lehrgerüste erforderten für jeden Bogen 6 Lehrgerüstbinder gegenüber 4 Bindern für das Lehrgerüst unter Gleis 3. Für das Wölben unter Gleis 1 und 2 boten sich zwei Möglichkeiten: entweder konnten für jedes Gewölbe noch 2 Binder neu hergestellt werden, oder die vorhandenen Binder konnten zunächst unter 4 Gewölben verteilt und die restlichen 3 Gewölbe erst dann eingerüstet werden, wenn die Lehrgerüste nach Erhärtung des Mauerwerks der zuerst ausgeführten vier Gewölbe frei wurden. Man entschied sich für erstere Ausführung, weil dadurch erheblich Zeit gewonnen wurde und weil in statischer Hinsicht das Einrüsten der ganzen Brücke bei gegenseitiger Verspannung sämtlicher Pfeiler den Vorzug verdiente. Das Entfernen der alten Kreuzstrebenbrücke ging vom Hausacher (nördlichen) Widerlager aus unter Verwendung von Schneidbrennern der Griesheimer Autogenwerke und Zuhilfenahme zweier bahnseitig zur Verfügung gestellter Krane von 5 t Tragkraft, die auf Gleis 1 aufgestellt waren. Da besonderer Wert darauf gelegt wurde, daß der Abbruch möglichst rasch vonstatten gehe und der Baufortgang keine Verzögerung erleide, war entgegen den Vertragsbedingungen zugestanden worden, die alten Eisenbauten zu Großschrot zu zerschneiden. Auch diese Arbeit wurde von der bauausführenden Firma geleistet. Beim Abbrennen der Kreuzstrebenbrücke wurden zunächst die Fahrbahnlängsträger entfernt, die in Längen von 8 m abgebrannt wurden, sodann wurden die Hauptträger abgebrannt. Diese wurden beiderseits in Mitte Träger (Abb. 29 u. 30) und in Längen von etwa 6 m senkrecht zur Gurtung durchgebrannt, so daß jeder Teil etwa 8 t wog. Der wagerechte Windverband wurde nicht abgebrannt, sondern an den Hauptträgern belassen. Die durch Abbrennen beseitigten Stücke wurden mittels der Krane sofort auf Eisenbahnwagen verladen.

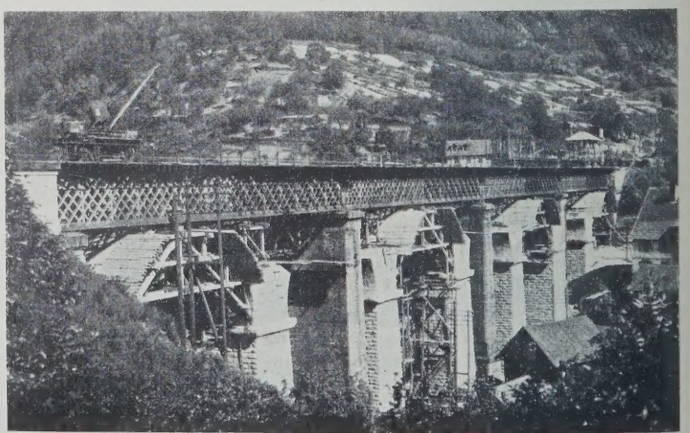


Abb. 27. Lehrgerüste und Sprengwerke als Unterstützung der alten Eisenkonstruktionen unter Gleis 1 und 2.

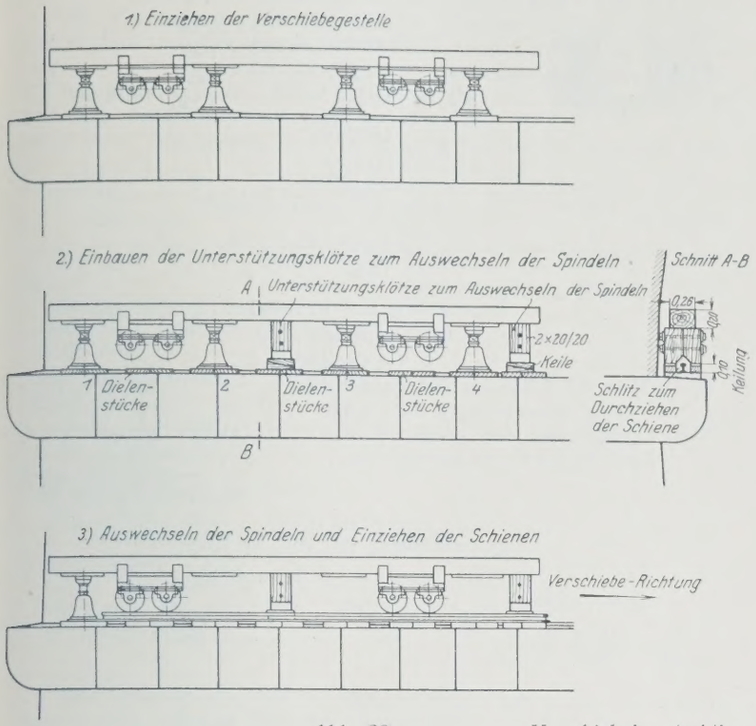


Abb. 28.

Berechnung der Kranbahn.

Unterstützung der Diff. Nr. 75 B.

I. Gewichte.

1. Schienen für 1 lfd. m = 45 kg/lfd. m . . = 45,00 kg/lfd. m
2. Schwellen 3,00 m lang gerechnet in Abständen von 0,75 m:
$3{,}00 \cdot 0{,}18 \cdot 0{,}24 \cdot 700 \cdot \frac{1{,}00}{0{,}75}$ . . . . . = 120,00 kg
3. Bohlenbelag zwischen und neben dem Krangleis 2,00 m breit: 1,00 · 0,05 · 700 . = 70,00 „

zusammen 235,00 kg/lfd. m

4. Eigengewicht der Träger: Profil Diff. 75 mit 263,05 kg/lfd. m . . . . . = 263,50 „ „
Zuschlag für Verschraubung usw. . . . = 21,50 „ „

G = 520,00 kg/lfd. m

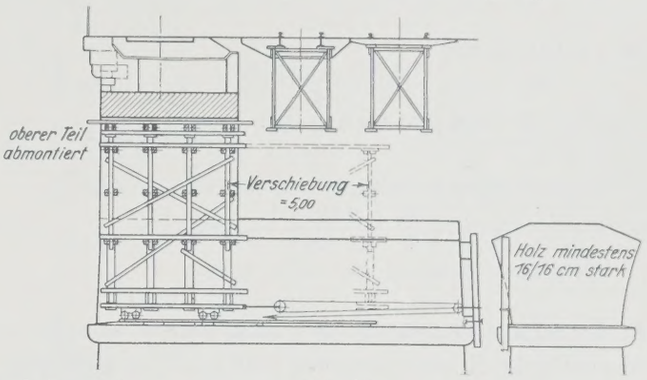


Abb. 28a.

Verschiebekonstruktion für die Lehrgerüste.

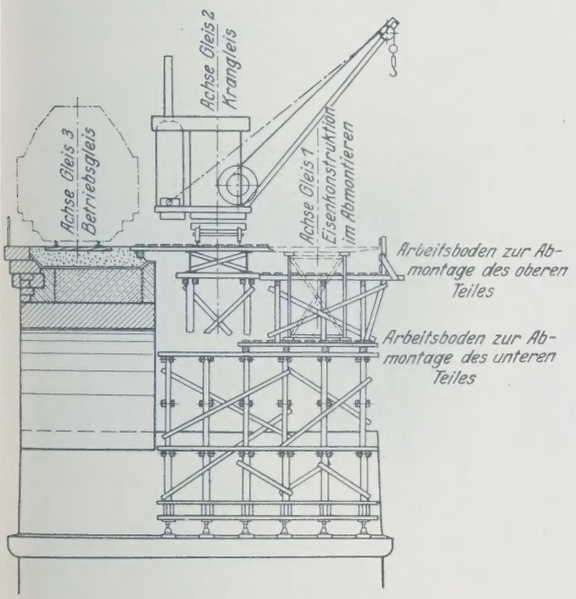


Abb. 28b.

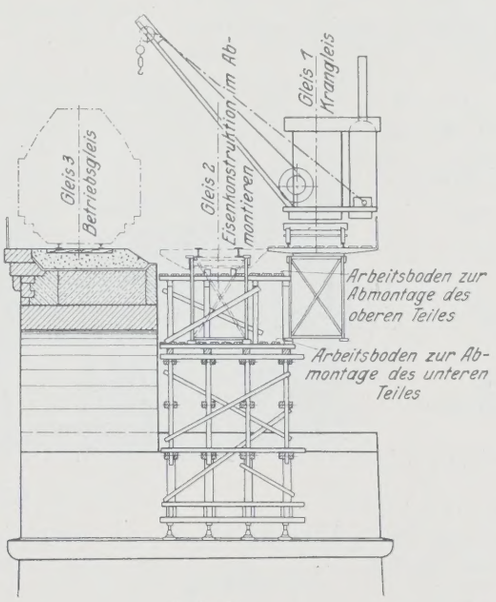


Abb. 28c.

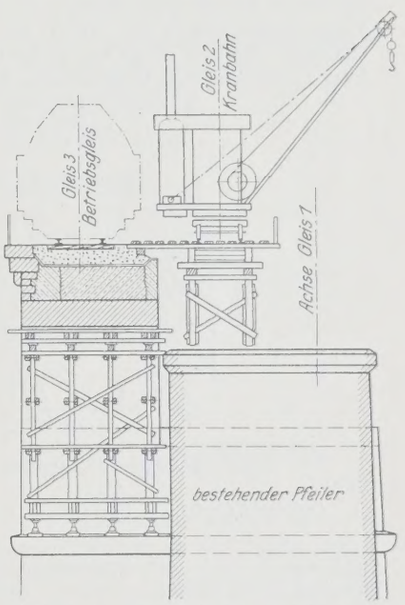


Abb. 28d. Abbruch der bestehenden alten Brückenpfeiler (oberer Teil).

Bauvorgang für das Abmontieren der alten eisernen Brückenträger.

Die Kranbahn.

Noch während des Abbrennens wurde die Kranbahn (Beifuhrgerüst) von der zuerst freigewordenen alten Brückenöffnung 1 aus verlegt; man schritt dem Freiwerden der übrigen Öffnungen entsprechend voran. Die konstruktive Ausbildung der Kranbahn geht aus den Abb. 25, 25a, 25b, 25c u. 25d hervor; ihre Berechnung folgt untenstehend.

Die Kranbahn ermöglichte infolge ihrer Anordnung als Sprengwerk das Mauern der Gewölbe unter Gleis 1 und 2; sie stand mit ihren Konstruktionsteilen in keinem Zusammenhang mit dem Lehrgerüst. Es kamen somit von ihr keine Kräfte unmittelbar in dieses, was wegen Herstellung der Gewölbe mit Rücksicht auf ruhiges Erhärten des Mörtels und gleichmäßiges Setzen absichtlich vermieden wurde. Gegen Seitenschwankungen wurde die Kranbahn auf der Westseite auf die neuen Pfeiler mittels zweier kräftiger Schrägbalken (Abb. 26) abgestützt; auf der Ostseite wurde sie an die Brücke unter Gleis 3 mit Flacheisen angehängt, die in die westliche Abschlußwand dieser Brücke einbetoniert waren und später nach dem Abbruch der Kranbahn wieder entfernt wurden.

II. Verkehrslasten.

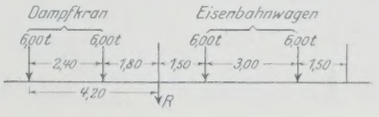
Als bewegliche Verkehrslast wird angenommen: Dampfkran Nr. 10 mit danebenstehendem zweiachsigen Eisenbahnwagen mit je 12 t Achsdruck und 3,00 m Achsabstand. Das Eigengewicht von Dampfkran Nr. 10 beträgt . . . . . = 15,40 t
hierzu Zusatzgewicht = 0,60 t

zusammen 16,00 t/4
= 4,00 t Raddruck

Angehängte Last = 2,00 t, die der Sicherheit halber so angenommen wird, daß sie bei der Drehung des Krans von einem Rad aufgenommen wird . . . . . = 2,00 t „

demnach durch Kran = 6,00 t Raddruck

Der Achsabstand beträgt 2,40 m.

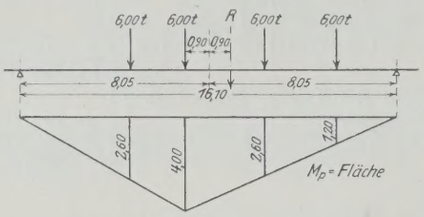


Außer den beweglichen Radlasten wird eine gleichmäßig verteilte Belastung von 100 kg/lfd. m als Zusatzbelastung angenommen $= p_z$.

Bestimmung der Lage von R der Radlasten:

$$x = \frac{6{,}00\,(2{,}40 + 5{,}70 + 8{,}70)}{24{,}00} = 4{,}20 \text{ m}.$$

III. Berechnung der Momente.



Mit $l = 16{,}10$ m wird:

$$M_g + M_{pz} = \frac{(0{,}52 + 0{,}10)\,16{,}10^2}{8} = 20{,}10 \text{ mt}$$

$$M_p = 6{,}00\,(2{,}60 + 4{,}00 + 2{,}60 + 1{,}20) = 62{,}40 \text{ „}$$

$$M_{max} = 82{,}50 \text{ mt}$$

Das Widerstandsmoment von Diff. Nr. 75 B $= 8068$ cm³

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{8\,250\,000}{8068} = \mathbf{1020} \text{ kg/cm}^2.$$

Die gesamte Belastung des Trägers beträgt

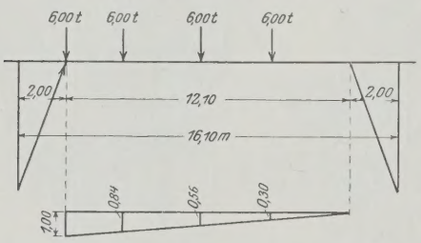
$$4 \cdot 6{,}00 + 16{,}10\,(0{,}52 + 0{,}10) = \mathbf{34{,}00} \text{ t},$$

die für die Durchbiegung als gleichmäßig verteilt angesehen werden; bei $\sigma = 1000$ kg/cm² und einer größten zulässigen Durchbiegung $f = \frac{1}{1000} \cdot l$ wird $J = 60{,}6 \cdot 34{,}00 \cdot 16{,}10^2 \approx 536\,000$ cm⁴. Diff. 75 B hat jedoch nur ein J von 302 560 cm⁴. Infolge der zu großen Durchbiegung erhält der Träger beiderseits in je 2,00 m von seinem Hauptauflager eine Unterstützung. Die freie Länge beträgt dann $16{,}10 - 2 \cdot 2{,}00 = \mathbf{12{,}10}$ m. Dieser Länge entspricht eine Vollbelastung von

$$4 \cdot 6{,}00 + 12{,}10\,(0{,}52 + 0{,}10) = \mathbf{31{,}50} \text{ t}$$

$$J = 60{,}6 \cdot 31{,}50 \cdot 12{,}10^2 = \mathbf{280\,000} \text{ cm}^4.$$

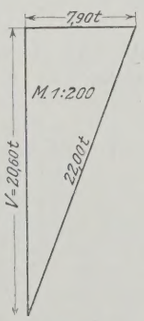
Berechnung der Strebe.



Bei ungünstiger Annahme beträgt die größte lotrechte Kraft auf die Strebe

$$(1{,}00 + 6{,}05)\,0{,}62 + 6{,}00\,(1{,}00 + 0{,}84 + 0{,}56 + 0{,}30) = 4{,}40 + 16{,}20 = 20{,}60 \text{ t}$$

und daraus nach der graphischen Ermittlung der achsiale Druck **22,00** t.



Die freie Länge beträgt rd. **2,50** m. Ein Rundholz 26 cm Durchm. mit $J = 22\,432$ cm⁴ $f = 530$ cm²

$$i = \sqrt{\frac{22\,432}{530}} = 6{,}52 \quad \lambda = \frac{250}{6{,}52} = 38{,}40$$

$$k_o = 293 - 1{,}94 \cdot 38{,}40 = \mathbf{218{,}50} \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{22\,000}{530} = 41{,}50 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = \frac{218{,}50}{41{,}50} = 5{,}28.$$

Wagerechte Verbindung.

Die aufzunehmende wagerechte Kraft beträgt **7,90** t. Bei $2 \times 16/20$ entfallen auf eine Zange $\frac{7{,}90}{2} = 3{,}95$ t $l \approx 2{,}70$ m

$$J = 6827 \text{ cm}^4 \quad f = 320 \text{ cm}^2 \quad i = \sqrt{\frac{6827}{320}} = 4{,}61$$

$$\lambda = \frac{270}{461} = 58{,}50$$

$$k_o = 293 - 1{,}94 \cdot 58{,}50 = 179{,}50$$

$$\sigma = \frac{39{,}50}{320} = 12{,}35 \quad s = \frac{179{,}50}{12{,}35} = 14{,}50.$$

Für das Zangenpaar wird $J = 2 \cdot 10\,670 = 21\,340$ cm⁴

$$f = 640 \text{ cm}^2 \quad i = \sqrt{\frac{21\,340}{640}} = 5{,}78$$

mit $l = 6{,}00$ m wird $\lambda = \frac{600}{5{,}78} = 103{,}70$

$$k_o = \frac{1\,000\,000}{103{,}70^2} = 93{,}0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{7900}{640} = 12{,}35 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = \frac{93{,}00}{12{,}35} = 7{,}50.$$

Berechnung der Kranbahn.

Unterstützung der I 50.

I. Gewichte.

Gleis mit Schwellen und Bohlenbelag (vergl. Berechnung f. Diff. 75B)	. . . .	235,00 kg/lfd. m
Eigengewicht der I-Träger N.-P. 50 $= 2 \cdot 141{,}30 = 282{,}60$		„ „
Zuschlag für Verschraubung usw.	. . . . .	12,40 „ „
	zusammen G	$= 530{,}00$ kg/lfd. m

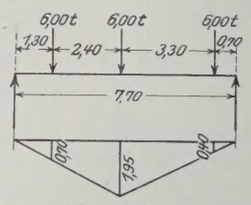
II. Verkehrslasten.

Vergl. Berechnung der Diff. Nr. 75B.

III. Berechnung der Momente.

a) Die größte freie Länge beträgt 7,70 m

$$M_g + M_{pz} = \frac{(0{,}53 + 0{,}10)\,7{,}70^2}{8} = 4{,}65 \text{ mt}$$



$$M_p = 6{,}00\,(0{,}70 + 1{,}95 + 0{,}40) \quad . = 18{,}30 \text{ mt}$$

$$M_{max} = M_g + M_{pz} + M_p \quad . \quad . \quad . = 22{,}95 \text{ mt}$$

2 I 50 haben ein W von $2 \cdot 2750$ cm³ $= 5500$ cm³

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{2\,295\,000}{5\,500} \approx 420 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die Durchbiegung beträgt die gesamte als gleichmäßig verteilt angenommene Belastung

$$3 \cdot 6{,}00 + 7{,}70\,(0{,}53 + 0{,}10) = 18{,}00 + 4{,}85 = 22{,}85 \text{ mt}$$

Bei einer größten zulässigen Durchbiegung von $\frac{1}{1000}\,l$ wird

$$J = 60{,}6 \cdot 22{,}85 \cdot 7{,}70^2 = 82\,000 \text{ cm}^4$$

bei 2 Trägern I 50 ist

$$J = 2 \cdot 68\,736 \quad . \quad . \quad . \quad 137\,472 \text{ cm}^4$$

b) $l = 4{,}20$ m

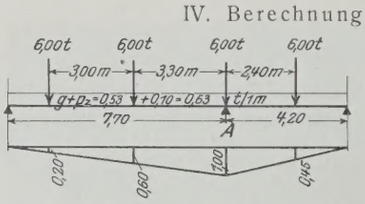
$$M_g + M_{pz} = \frac{(0{,}53 + 010)\,4{,}20^2}{8} = 1{,}40 \text{ mt}$$

$$M_p = \frac{6{,}00 \cdot 4{,}20}{4} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . = 6{,}30 \text{ „}$$

$$M_{max} = 7{,}70 \text{ mt}$$

$$\sigma = \frac{770\,000}{2750} = 280 \text{ kg/cm}^2.$$

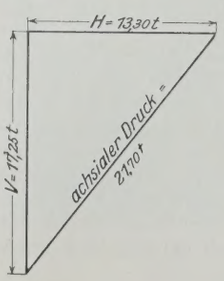
IV. Berechnung der Streben.



Der lotrechte Druck auf die Strebe A beträgt

$$0{,}63 \cdot \frac{7{,}70 + 4{,}20}{2} + 6{,}00\,(0{,}20 + 0{,}60 + 1{,}00 + 0{,}45) = 3{,}75 + 13{,}50 = 17{,}25 \text{ t}$$

und der achsiale Druck nach graphischer Ermittlung 21,70 t.



Kantholz 26×26: $J = 38\,080$ cm⁴

$f = 676$ cm² $l = 3{,}50$ m

$$i = \sqrt{\frac{30\,080}{676}} = 7{,}52 \quad \lambda = \frac{350}{7{,}52} = 46{,}50$$

$$k_o = 293 - 1{,}94 \cdot 46{,}50 = 202{,}80$$

$$\sigma = \frac{21\,700}{676} = 32{,}10 \text{ kg/cm}^2$$

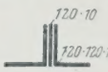
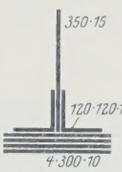
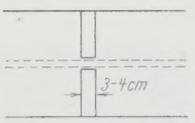
$$s = \frac{202{,}80}{32{,}10} = 6{,}32$$

$$s_{erf} = 5 + 0{,}03 \cdot 46{,}5 = 6{,}40.$$

Die nachstehende Liste bringt eine Zusammenstellung des Stoff-, Arbeits- und Kostenaufwandes für das Kran- und Versetzgerüst bei Herstellung der Gewölbe und Einbringen des Füllbetons sowie Gesimses für die Brücke unter Gleis 1 und 2 bei einer Länge der Kranbahn von 150 m und einer durchschnittlichen Höhe von 7 m.

Bezeichnung der Baustoffe und Leistungen	Gesamtaufwand Menge	Aufwand auf 1 m Brückenlänge	Einheitspreis R.-M.	Gesamtkosten R.-M.	Kosten auf 1 m Kranbahn R.-M.
Holz	123 m³	0,82 m³	69,85	8592	57,28
Stundenaufwand:					
Abbinden u. Aufstellen	4340 Std.				
Abbrechen	754 „				
Zusammen	5094 Std.	34 Std.	1,00	5094	33,96
Gehälter für Aufsicht und technisches Personal				510	3,40
6% Abschreibung für die zur Fahrbahn verwendeten Differdinger Träger 61,45 t · 205 = 12597,25 R.-M.	61,45 t	410 kg		756	5,04
Abschreibungen, soziale Lasten und sonstige allgemeine Unkosten 30% des Lohnes . .				1530	10,20
			Zus.:	16482	109,88

Der Abbau der alten Kreuzstrebenbrücke fand statt in der Zeit zwischen dem 28. Mai und dem 13. Juni. (s. Abb. 28b) Die inzwischen montierte Kranbahn ermöglichte es, bereits am 22. Juni mit dem Abbruch der Gitterträgerbrücke von dem Kranbahngleis aus (s. Abb. 28c) zu beginnen. Schon am 29. Juni war diese Arbeit beendet. Sie wickelte sich in ähnlicher

Lfd. Nr.	Querschnitt	Querschnittfläche cm²	Brennzeit Minuten	Sauerstoff-(S) und Wasserstoff-(W) Verbrauch S = m³	W = m³	Bemerkungen
1		62,8	5,0	0,35	0,30	
2		24	2,5	0,18	0,15	
3		21	1,5	0,15	0,10	
4		17	1,2	0,12	0,08	Wegen des Zusammenschmelzens mußten am Gurt erst Rechtecke ausgeschnitten werden (s. Skizze), also zwei Schnitte durch Winkel und Gurtbleche.
5		223,2	28,0	2,0	1,8	

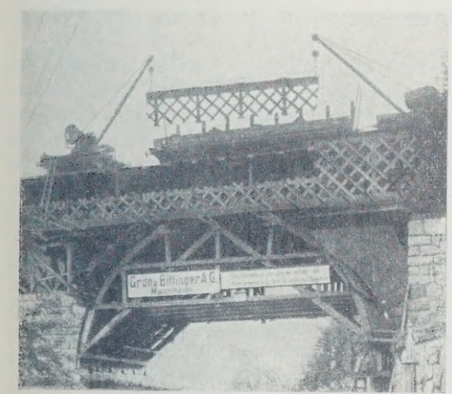


Abb. 29a.

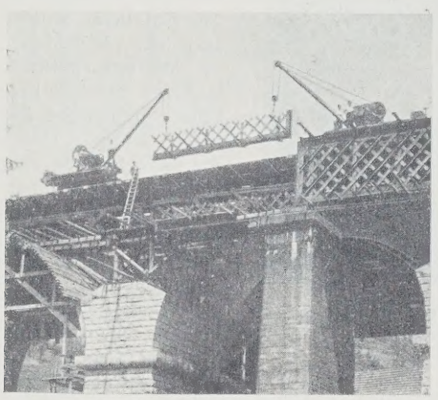


Abb. 29b.

Abmontieren der alten Eisenkonstruktion (Gitterträger).

Weise ab wie der Abbruch der Fachwerkbrücke (s. Abb. 29, 29a u. 29b), nur mit dem Unterschiede, daß die Hauptträger wegen ihres großen Gewichts für sich — ohne Windverband — abgebrannt wurden. Nachstehend sind die Brennzeiten und der angefallene Verbrauch von Sauerstoff und Wasserstoff beim Abbruch der Eisenüberbauten in einer Liste zusammengestellt.

Zum Abbrechen und Verladen auf 15-t-Wagen wurden aufgewendet:

a) Kreuzstrebenbrücke 225 t

Arbeitsstunden 2500
Sauerstoff 564 m³
Wasserstoff 555 „

Kosten:

α) Arbeitsstunden
2500 · 1,00 = 2500 R.-M.
β) Sauer- u. Wasserstoff
1119 · 1,00 = 1119 „
Zusammen = 3619 R.-M.

b) Gitterträgerbrücke 245 t

Arbeitsstunden 1850
Sauerstoff 540 m³
Wasserstoff 531 „

Kosten:

α) Arbeitsstunden
1850 · 1,01 = 1868 R.-M.
β) Sauer- u. Wasserstoff
1071 · 1,00 = 1071 „
Zusammen = 2939 R.-M.

Bemerkung: Das Aufstellen der Rüstböden ist oben nicht eingerechnet. Von der Kranbahn aus wurden unter Verwendung eines Dampfkrans der Baufirma anschließend an den Abbruch der Eisenbauten die alten Pfeiler, die dem Durchschieben der Lehrgerüste in den Öffnungen 2, 4 und 6 noch im Wege waren, zunächst bis auf Kragsteinhöhe abgebrochen (s. Abb. 28d), der Rest später von der neuen Brücke aus.

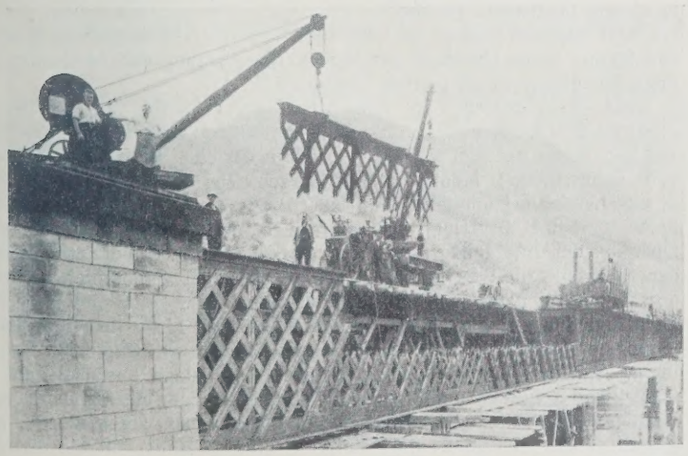


Abb. 29. Abbrennen der alten Eisenkonstruktion (Gitterträger).

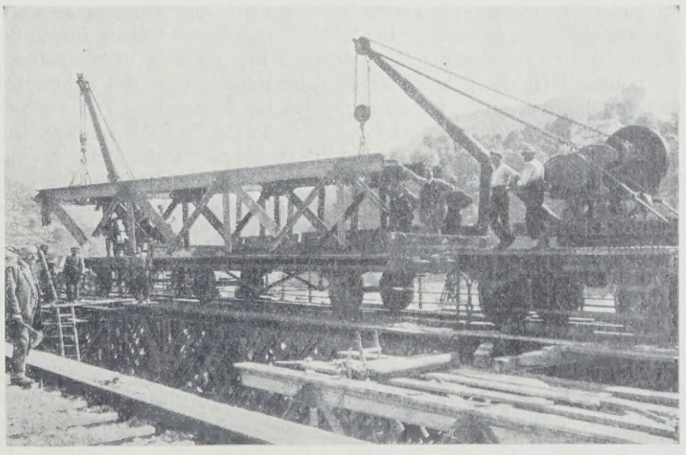


Abb. 30. Abmontieren der alten Eisenkonstruktion (Fachwerkträger).

Herstellung der Widerlager und Gewölbe.

Der endgültigen Aufstellung der Lehrgerüste samt Anbringen der Ergänzungsbinder (Abb. 26) stand nun nach der Beseitigung der Eisenbrücken nichts mehr entgegen. Den Lehrgerüsten für die Bogen unter Gleis 1 und 2 wurde unter Berücksichtigung der Einsenkungen der Lehrgerüste unter Gleis 3 und der Zusammenpressung der Lehrgerüstbinder jeweils nur 20 mm Überhöhung nach Maßgabe der Gewölbe unter Gleis 3 gegeben. Die Maßnahme erwies sich als richtig. Die Einhaltung der ursprünglich auch hier vorgesehenen Überhöhung von 60 mm hätte ein Überstehen von 4 cm an der Längstrennungsfuge zwischen den beiden Brücken zur Folge gehabt. Am nördlichen und südlichen Widerlager ruhten die Spindeln auf einbetonierten Kragträgern I 34 (Abb. 29a u. 31), die mit kräftigen Hölzern gegen den Boden abgestützt waren. Die Kragträger wurden auch hier, wie bei Herstellung der Brücke unter Gleis 3 beschrieben, nach dem Ausrüsten abgebrannt und die entstandenen Lücken in den Sichtflächen durch Vorsatzschichtensteine geschlossen. An den Kämpfern der beiden Widerlager wurden ähnlich wie auf den Pfeilerschichten Schienenroste (Abb. 6 u. 7) zur gleichmäßigen Übertragung des Kämpferdrucks auf das alte Widerlagermauerwerk einbetoniert. Der tragfähige Baugrund stand bei der Gründung des zu verbreiternden südlichen Widerlagers der Brücke unter Gleis 1 und 2 in geringerer Tiefe an, als nach den Erfahrungen, die man beim südlichen Widerlager der Brücke unter Gleis 3 gemacht hatte, zu erwarten war; eine Unterfangung des Widerlagers wurde daher nicht nötig.

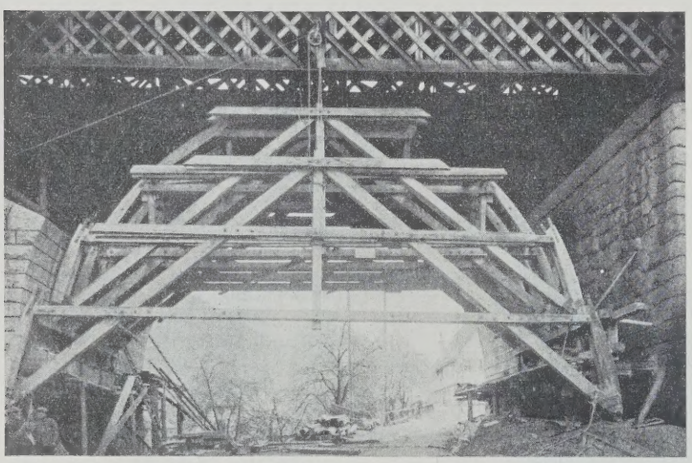


Abb. 31. Auflager der Lehrgerüstspindeln auf einbetonierten Kragträgern am nördlichen und südlichen Widerlager.

Zur Erzielung eines guten Verbandes zwischen dem alten und dem neuen Widerlagermauerwerk wurde ersteres auf die erforderliche Tiefe abgerissen, die stehengebliebenen Teile wurden vor dem Vorbetonieren des neuen Widerlagers gründlich gesäubert und mit Zementmörtel beworfen. Das Hochbetonieren der Widerlager und ihre Verkleidung mit Schichtensteinen bis in Kämpferhöhe vollzog sich am südlichen zwischen dem 13. und 21. Juli, am nördlichen zwischen dem 6. und 22. August. Mit dem Mauern der Gewölbe, das in der für die Brücke unter Gleis 3 beschriebenen Weise geschah, wurde bei Bogen 7 am 22. Juli begonnen und am 4. August aufgehört. Das für das Wölben erforderliche Material wurde durch den auf der Kranbahn laufenden Dampfkran beigeführt und unmittelbar an die Verwendungsstelle verbracht. Die Arbeitsweise sicherte einen flotten Baufortschritt. Infolge der bereits erwähnten beschränkten Platzverhältnisse des Bahnhofs Hornberg hatte die südliche Verlängerung des Bahnsteigs 1 als Lagerplatz eingerichtet werden müssen für den größten Teil des Steinmaterials, hauptsächlich Wölbsteine, die zum Bau der Brücke unter Gleis 1 und 2 benötigt wurden. Von diesem Platze aus waren die Steine auf einer schmalspurigen Rollbahn mittels Planwagen bis an die Kranbahn hingeführt worden, wo sie der Kran in Empfang nahm und an die Verwendungsstelle brachte. Das Krangleis durfte beim Aufstellen der zur Beladung kommenden Bauwagen von der Rangierlokomotive nicht befahren werden, da die Kranbahn nur für die Belastung durch den Dampfkran mit dahintergekuppeltem Güterwagen, also vier Achsen von je 12 t Achsdruck berechnet war. Die Wagen wurden von der Lokomotive aus angestellt und dann von Hand auf das Krangleis geschoben. Die Herstellung der Gewölbe, die bereits am 29. August beendet war, geschah in der Reihenfolge 7, 6, 5, 4, 3, 2, 1. Während des Wölbens wurden auch hier die bei den Wölbarbeiten der Brücke unter Gleis 3 beschriebenen Beobachtungen der Lehrgerüsteinsenkungen, die Belastung beim Wölben mittels Nivellierinstruments angestellt. Das Ergebnis zeigt folgende Liste:

	Einsenkung des Lehrgerüstes bei Gewölbe													
	1		2		3		4		5		6		7	
	Ost-seite	West-seite	Ost-seite	West-seite	Ost-seite	West-seite	Ost-seite	West-seite	Ost-seite	West-seite	Ost-seite	West-seite	Ost-seite	West-seite
Überhöhung $h = 20$ mm; $\frac{h}{l} = \frac{0{,}02}{14{,}30}$ 4 Schichten Gewölbemauerwerk beiderseits und 4 Schichten Gewölbemauerwerk als Scheitelbelastung . . .	7	9	7	9	7	7	7	8	9	11	5	8	10	14
Schließen des Bogens im Mittel .	19		17		19		16		14		15		18	
Mittel aus sieben Bogen	17													

Übermauerung der Gewölbe, Herstellung der Brückenfahrbahn und restliche Arbeiten.

Nach Schluß der Wölbarbeiten konnte mit dem Ausmauern der Bogenzwickel und dem Einbringen des Füllbetons sowie des Betons der Abschlußwände begonnen werden. Da es die ungünstigen Platzverhältnisse des Bahnhofs Hornberg verboten, die zur Bereitung des Füllbetons erforderlichen Stoffe auf der Westseite des Bahnhofs unmittelbar am südlichen Ende der Brücke zu lagern und daselbst auch die Betonmischmaschine aufzustellen, mußten die gleichen Anlagen wie beim Bau der Brücke unter Gleis 3 hierzu benutzt werden. Der Beton wurde, wie aus Abb. 32a bis 32d hervorgeht, über eine eigens hierfür angelegte Transportbrücke an das Schüttrohr verbracht, in Muldenkipper abgeschüttet und in letzteren an die jeweilige Verwendungsstelle geführt. Das Schüttrohr von 25 cm l. W. das sich beim Schütten des Pfeilerbetons so gut bewährt hatte, wurde auch hier verwendet.

Mit fortschreitender Mauerung und Betonierung wurde es nötig, die im Wege stehende Kranbahn zu beseitigen. Es wurden deshalb die hinderlichen Streben des Beifuhrgerüstes entfernt und durch auf dem Gewölberücken sitzende Unterstützungen der Kranbahnträger ersetzt. Nachdem der Füllbeton die vorgeschriebene Höhe erreicht hatte, wurden auf ihm Hölzer quer zur Brückenachse als Auflager der Kranbahnträger eingesetzt. Nun konnte der jeweils auf dem neuen Pfeiler aufgestellte Bock des Kranbahngerüstes beseitigt und das daselbst noch fehlende Mauerwerk und der Füllbeton eingebaut werden. Zur Beschleunigung der Mauerarbeiten waren die Pfeilerköpfe unter Gleis 1 und der darüber befindliche Füllbeton gleichzeitig hochgeführt worden, wobei als Abschluß gegen die auf den Pfeilern stehenden Unterstützungsböcke der Kranbahn eine treppenförmige Schalung diente. Nach Entfernen der Gerüstböcke konnte der über dem Pfeilerkopf noch einzubringende Füllbeton in Tag- und Nachtbetrieb hochgeführt werden. Nach Fertigstellung dieser Arbeiten am 25. September und nach dem Versetzen der Gurtgesimssteine und Abdeckplatten konnte der zum Ausgleich des Füllbetons dienende Glattstrich aufgebracht werden. In rascher Folge wurden die restlichen Arbeiten wie Verlegen der wasserdichten Tektolithabdeckung, das Aufbringen des Glattstrichs mit Drahtnetzeinlage, ferner das Dichten der Längs- und Querfugen, wie es in Abb. 22 dargestellt ist, sowie das Ausfugen der Sichtflächen und Gewölbe samt Abbrechen der noch stehengebliebenen Pfeilerstümpfe der alten Brücke zu Ende geführt. Der auf die Tektolithabdeckung aufgebrachte 4 cm starke Glattstrich mit Drahtnetzeinlage erhielt hier wegen der Schwindrisse, die in diesem Glattstrich der Brücke unter Gleis 3 aufgetreten waren, jeweils auf dem höchsten Punkte des Längenschnittes über der Tektolithabdeckung eine 20 mm breite Querfuge mit Asphaltkittabdichtung und Abdeckung der Fuge mit einem 40 cm breiten Zinkblech Nr. 17.

Mit der Vornahme der letzten Bauarbeiten hatten gleichen Schritt gehalten die Oberbauarbeiten für den endgültigen Zustand der Gleisanlage vor und hinter der Brücke, wie Verbreitern der alten Gleiskoffer, Abladen von Bahnschotter, Montieren und Legen von Gleis — die beiden durchgehenden Hauptgleise auf der Brücke wurden in dem neuen Reichsoberbau B 49 verlegt, während das Überholungsgleis alten badischen Oberbau der Anordnung 1893/1899 besitzt — sowie die Fertigstellung der Stellwerk- und Sicherungsanlagen. Um den imposanten Eindruck der neuen Talbrücke nicht zu beeinträchtigen, sind keine Gestänge- und Drahtzugleitungen, Signalmaste sowie Maste von Licht- und Fernsprechleitungen sichtbar an dem Bauwerk angebracht; sie wurden in Kabeln bezw. Kanälen über die Brücke geführt. Die beiden Ausfahrsignale für Gleis 2 und 3 wurden unmittelbar am nördlichen Ende des Talüberganges, mit der Hinterkante des nördlichen Widerlagerkörpers abschneidend, aufgestellt. Das in Abb. 24 dargestellte eiserne Geländer bildete den Abschluß der Arbeit.

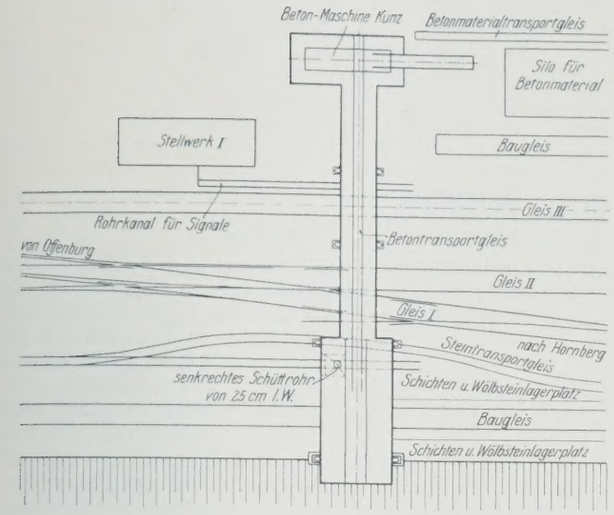


Abb. 32a.

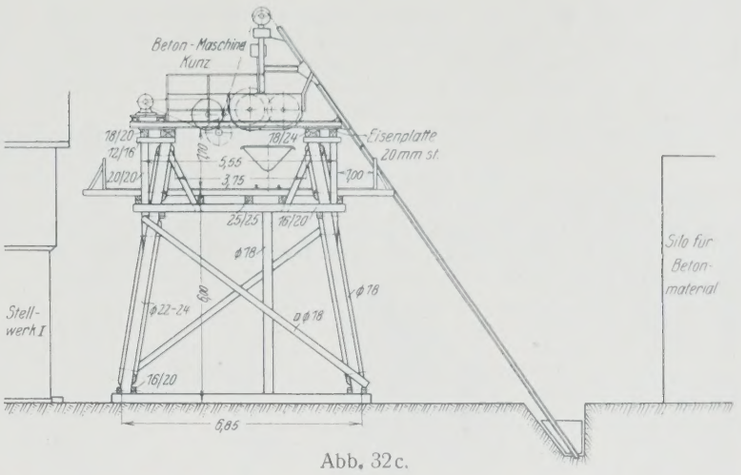


Abb. 32c.

Abb. 32a bis d. Betontransportbrücke über den Hauptgleisen zum Bau der Brücke unter Gleis 1 und 2.

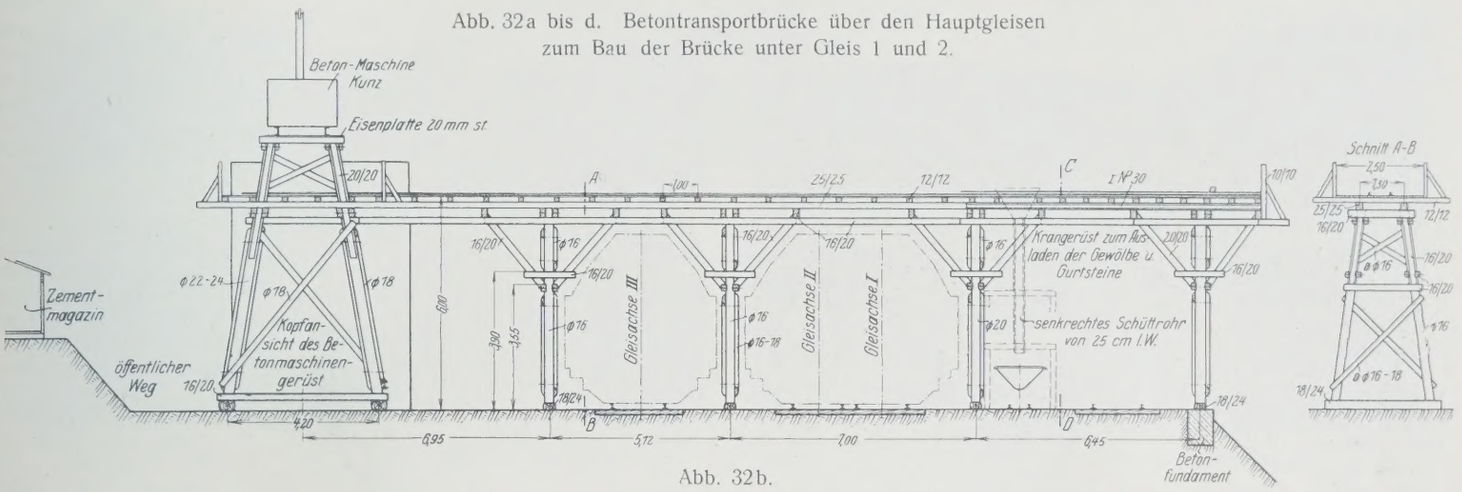


Abb. 32b.

Massen- und Kostenaufwand.

Zur Herstellung des Bauwerks waren erforderlich:

Baugrubenaushub	5 747 m³
Beton und Mauerwerk	15 775 „
Quadern (Kragsteine und Gurtgesims)	619 „
Gewölbemauerwerk (nach Schichtenplan versetzte Steine)	1 756 „
Eisernes Geländer (297 m lang; 1 m wiegt 31,5 kg)	9 365 kg

Die Kosten betragen für den Steinbau einschließlich aller Rüstungen, Senktürme, Kranbahn und der übrigen Baustelleneinrichtung 1 717 760,00 R.-M.

für das Schutzgeländer, 297 m lang, mit dreimaligem Anstrich 3 291,00 „

Gesamtkosten 1 721 051,00 R.-M.

Der Talquerschnitt bis Oberkante Bauwerk mißt 3100 m²
Hiervon sind durch Mauerwerk ausgefüllt 1020 „
Die Überbrückung von 1 m² des Talquerschnitts kostet

daher ohne das Schutzgeländer rd. $\frac{1\,721\,051}{3100} = 556{,}00$ R.-M.

1 m Schutzgeländer. 11,10 „

Die Gesamtkosten der Herstellung der neuen Talbrücke einschließlich der eingangs erwähnten Verlegung des unter der Brücke fließenden Reichenbachs, der Oberbau- und Sicherungsanlagen für die dreimalige Betriebsumlegung, aber ausschließlich der Oberbau- und Schotterbeschaffungskosten sowie des Verwaltungsaufwandes betragen 1 846 374 R.-M.

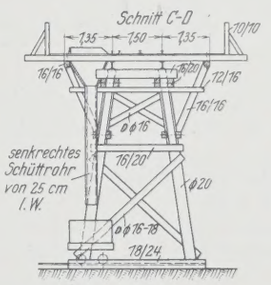


Abb. 32d.

Der Bau des neuen Talüberganges war ohne nennenswerte Hemmungen innerhalb 19 Monaten durchgeführt worden. Unglücksfälle mit Ausnahme eines einzigen, wobei Anfang Januar 1925 ein Maurer beim Abladen von Steinen auf dem Pfeiler 5 ausglitt und bedauerlicherweise zu Tode fiel, haben sich sonst nicht ereignet. Im August 1924 wurde im Pfeiler 3 eine von der Stadt Hornberg gestellte kupferne Büchse eingemauert, die kurze Angaben über die Baugeschichte und zeitgemäße Urkunden der Stadt Hornberg, unter anderem von dieser und der Reichsbahndirektion Karlsruhe herausgegebenes Notgeld, enthielt. Am 29. Oktober 1925 konnte unter Abhaltung einer Feier, zu der die Stadt Hornberg eingeladen hatte, die Inbetriebnahme der neuen Talbrücke, die dann am 1. November stattfand, festlich begangen werden.

Bauausführende Firma war die Tief- und Hochbauunternehmung Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim, die die Arbeiten nach der plötzlichen Erkrankung des Unternehmers Gustav Bampi, Freiburg, der im Frühjahr 1924 den Zuschlag erhalten hatte, übernahm.

Die Bauleitung lag in Händen der Bahnbauinspektion Villingen.

Alle Rechte vorbehalten.

Das Strubklammkraftwerk der Stadt Salzburg.

Von Regierungsbaumeister **J. Fiechtl,** Prokurist der Württembergischen Elektrizitäts-A.-G., Stuttgart.

Die Stadt Salzburg, die früher ihre elektrische Energie aus einer Dampfzentrale mit 1800 PS Maschinenleistung in Salzburg und einer kleinen 210 PS starken Wasserkraftanlage, der sogen. Eichetmühle bei Grödig, bezog, erstellte schon in den Jahren 1909 bis 1913, als im alten Österreich die Kohle noch nicht zu den Seltenheiten zählte, das Wiestalkraftwerk. Diese etwa 12 km südwestlich von Salzburg gelegene Anlage nützt das Gefälle des Almbaches, eines Nebenflusses der Salzach, aus. Die installierte Leistung ist 6350 PS. Das Wiestalwerk ist eine Hochdruckspeicheranlage, deren Stausee einen Nutzinhalt von rd. 5,5 Mill. m³ hat. Die zu erzeugende Jahreskraftmenge beträgt 25 Mill. kWh.

Nach dem Weltkriege entschloß sich die Stadtgemeinde unter Führung ihres Vizebürgermeisters, Herrn Oberbaurat Ing. Rich. Hildmann, da die Nachfrage nach elektrischer Energie immer größer wurde (die Erzeugung von 2 325 000 kWh im Jahre 1910 stieg im Jahre 1920 auf über 20 Mill. kWh), die zweite Stufe des Wiestalwerkes, das sogen. Strubklammwerk, auszubauen (Abb. 1 u. 2).

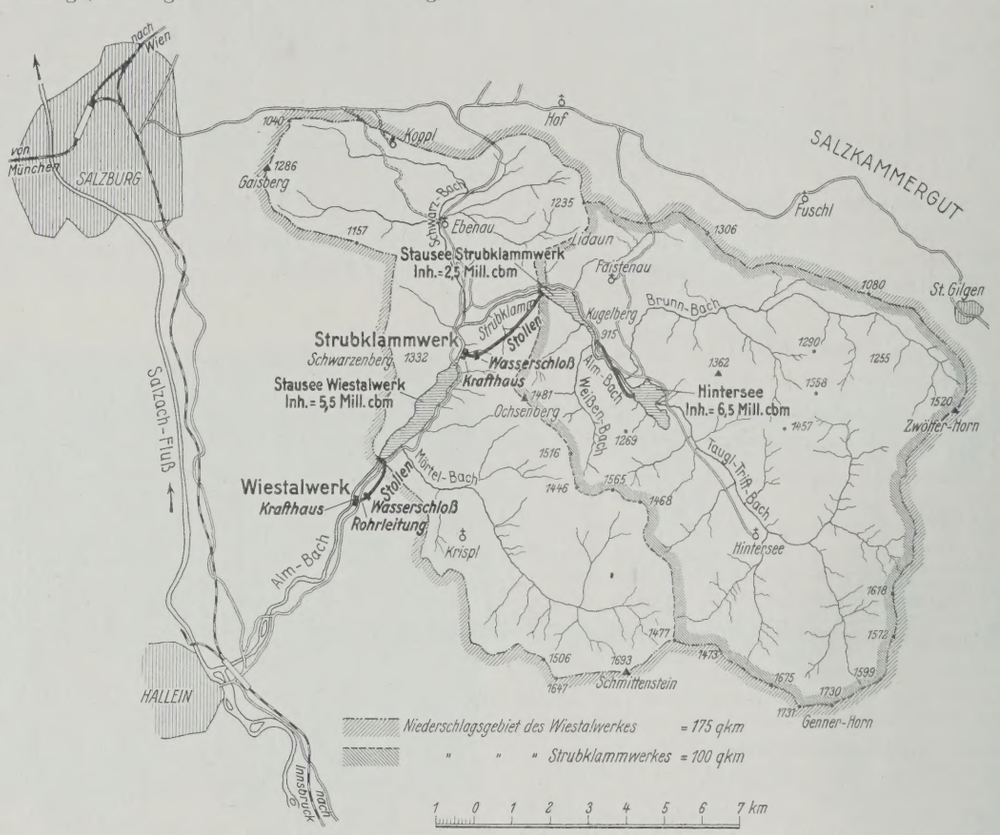


Abb. 1. Niederschlagsgebiet der Wasserkraftanlagen der Stadt Salzburg.

Das Betriebswasser des Strubklammwerkes ist der Abfluß des inmitten eines Kessels herrlicher Waldberge gelegenen Hintersees, der schon genannte Almbach samt seinen Zubringern, der vor seinem Eintritt in das Wiestal eine tief eingeschnittene Felsschlucht, die Strubklamm, durchfließt. Der Ausbau des Werkes geschieht schrittweise, und zwar in drei Abschnitten. Vorerst wurde durch Anlage einer Talsperre am oberen Ende der Strubklamm der Almbach zu einem Stausee von 2 500 000 m³ Nutzinhalt und 0,38 km² Spiegelfläche aufgestaut und die Kraftstufe in der Klammstrecke, deren Rohgefälle 113 m beträgt, ausgebaut. Anschließend an diese Arbeiten soll zur Vergrößerung des Wasservorrats der Hintersee mit einem Nutzinhalt von 6,5 Mill. m³ zur Ausnutzung mit herangezogen werden, und zwar in der Weise, daß entweder der See in einer Tiefe von 13 m angezapft und das Wasser nach Bedarf durch einen 2100 m langen Stollen dem Strubklammweiher zugeführt wird, oder daß durch eine 2400 m lange Heber- bezw. Pumpenleitung aus Holzrohren die Wassermassen des Hintersees zur Ausnutzung in den Strubklammstausee geleitet werden.

Als letzter Bauabschnitt endlich besteht die Möglichkeit, durch einen Erddamm den Hintersee um weitere 6 m aufzustauen, wodurch sich ein Gesamtwasservorrat des Sees von 14,5 Mill. m³ ergibt und womit sich ein vollständiger Jahresausgleich des Abflusses erzielen läßt. Das 100 km² große Einzugsgebiet des Strubklammwerkes ist eines der niederschlagreichsten Österreichs; eine gute Wasserwirtschaft für das Werk ist somit gewährleistet. Die im Strubklammkraftwerk nach dem ersten Ausbau nutzbar abzugebende Jahreskraftmenge beträgt rund 14 Mill. kWh und steigert sich nach Anschluß des Hintersees ohne Stauerhöhung auf etwa 22 Mill. kWh.

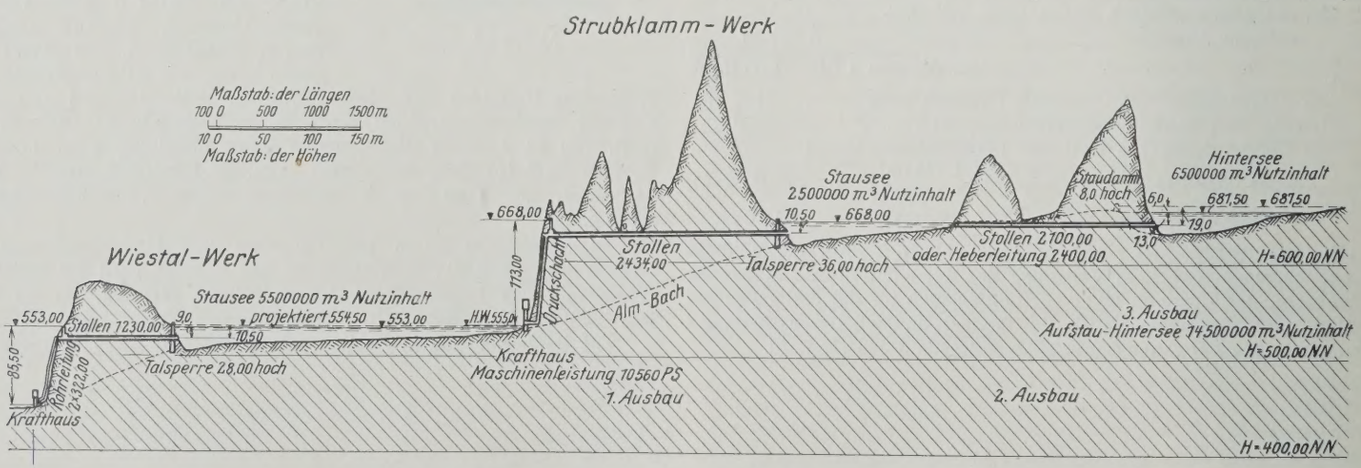


Abb. 2. Die Wasserkraftanlagen der Stadt Salzburg (Längenprofil).
(Maschinenleistung: 6350 PS installiert, 11 350 PS in Aussicht genommen.)

Die Staumauer (Abb. 3), die in der engen Strubklamm durchweg auf gewachsenen Felsen gestellt wurde, ist als Massivsperre ausgeführt; sie

hat eine größte Höhe von 35,4 m, eine größte Fußbreite von 29,40 m und ist 86 m lang; die wagerechte Mauerachse verläuft in einem Kreisbogen mit 75 m Halbmesser. Die Kronenbreite beträgt 4 m und ist als Fahrbahn ausgebildet. Zur Entleerung des Staubeckens und zur Ableitung des Baches während der Mauerung der Talsperre ist an der rechten Klammseite ein 77 m langer Umlaufstollen angeordnet, der den Felsen durchquert und durch eine eiserne Schützanlage verschließbar ist.

Als Entlastungsvorrichtung bei Hochwasser ist an der linken Klammseite vollkommen von der Staumauer getrennt ein Hochwasserüberfall mit anschließendem offenen Gerinne und natürlichem Absturz in den Mutterbach aus dem Felsen ausgesprengt. In den Hochwasserüberfall wird eine selbsttätig wirkende Dachwehranlage eingebaut. Diese besteht bei einer Stauhöhe von 2,50 m aus zwei Feldern mit je 20 m Breite. Die Dachwehranlage ist imstande, bis zu 300 m³/Sek. Hochwasser abzuführen, ohne daß der normale Stauspiegel des Sees eine Erhöhung erfährt. Über das Hochwassergerinne führt in Fortsetzung der Staumauerkrone eine 3 m breite Eisenbetonbrücke mit zwei Öffnungen von je 20 m l. W. zur Überführung eines Gemeindeweges von der rechten zur linken Talseite.

Da der Almbach und seine Zuflüsse erhebliche Geschiebemengen mit sich führen, war es notwendig, diese durch verschiedene Quer- und Längswerke zu verbauen, um einem Verkiesen des Stausees vorzubeugen.

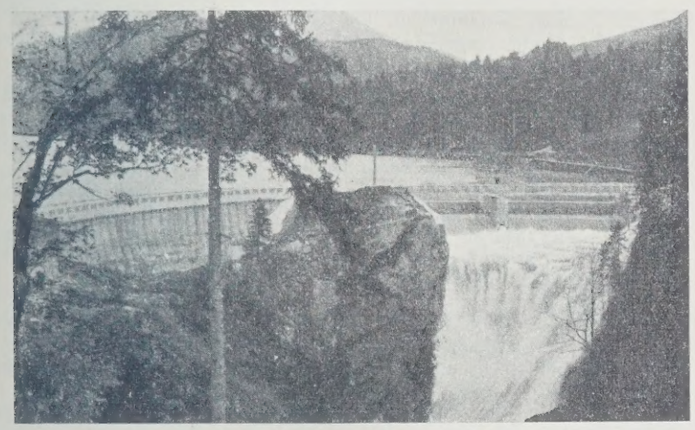


Abb. 3. Staumauer mit Hochwasserüberfall.

Ebenso mußten die im Staugebiet befindlichen Uferanbrüche, Schutthänge und Steilränder durch Steinkasten und Krainerwände geschützt werden, um schädliche Rutschungen zu vermeiden. Die Verlegung einiger Straßen und Wege war nötig, weil die das Almbachtal durchziehenden Verbindungs- und Holzabfuhrwege durch den Aufstau des Almbaches zum Teil überflutet werden.

Die Zuführung des Betriebswassers vom Stausee, der bis zu 10,5 m abgesenkt werden kann, geschieht bis zum Wasserschloß durch einen 2434 m langen Druckstollen mit kreisförmigem Querschnitt von 2,07 m Durchm. Der Stollen hat ein Durchschnittsgefälle von 1 ‰, ist ausbetoniert und mit einem wasserdichten Verputz versehen, 557 lfd. m des Stollens mußten außerdem noch durch eine Spiralbewehrung an den Stellen bewehrt werden, wo entweder zu geringe Bergüberlagerung vorhanden oder das durchfahrene Gestein von schlechter Beschaffenheit war.

Am Ende des Druckstollens befindet sich in den Felsen ausgesprengt das Wasserschloß, das aus einer Kammer und einem bis über Tag führenden Ausgleichschacht mit Überlaufstollen besteht. Vom Wasserschloß aus wird das Wasser den Turbinen im Krafthause durch einen Druckschacht zugeführt. Dieser wurde aus wirtschaftlichen Gründen und wegen der günstigen Gelände- und Gesteinsbeschaffenheit anstatt einer offen verlegten Druckrohrleitung gewählt. Der Druckschacht erhielt eine Eisenblechauskleidung von 1,70 m Durchm.; der Schachtraum zwischen Blechauskleidung und gewachsenem Fels wurde mit Beton ausgegossen. Der Druckschacht zerfällt in drei Teile: einen oberen wagerechten Teil von 11,60 m Länge, der durch die Apparatekammer führt, einen unter 45° geneigten Teil mit 124,90 m Länge und einen unteren wagerechten Teil, der 112,95 m lang ist und ein Gefälle von 10 ‰ hat.

Im Krafthaus kamen drei Turbinen-Aggregate samt Druck- und Geschwindigkeitsreglern zur Aufstellung, zwei Turbinen von je 2280 PS und eine Turbine von 6000 PS; diese sind mit je einem entsprechenden Drehstromgenerator unmittelbar gekuppelt. Das in den Turbinen ausgenutzte Wasser wird durch einen kurzen Unterwasserkanal in den Wiestalstausee geleitet.

Das Krafthaus wurde ganz in Backsteinmauerwerk hergestellt und mit einem wetterfesten Naturputz versehen (Abb. 4). Mit seinen hohen Giebeln und großen Fenstern fügt es sich stilgerecht in das Landschaftsbild ein.

Für das Bedienungspersonal des Werkes wurden außer zwei hölzernen Blockhäusern ein Betriebsleiter- und vier Maschinistenwohnhäuser aus Backsteinmauerwerk erstellt. Die neben der Kraftstation auf abschüssigem Hang stehenden, ineinandergeschachtelten Maschinistenhäuser sind als Einfamilienhäuser ausgebildet und stellen eine originelle Lösung des Raumproblems dar. Die Anordnung dieses Reihenhäuserblocks ist so getroffen, daß der Eingang samt Loggia des ersten Häuschens bereits unter der Küche des anstoßenden zweiten Häuschens liegt; dabei wurde auf die heimische Bauweise Rücksicht genommen. Jedes Haus erhält reichlich Licht und Sonne.

Zur Abgabe der elektrischen Energie sind zwei Fernleitungen mit 25 000 V Spannung fertiggestellt: eine, die vom Krafthaus in 13 km Länge unmittelbar zu der neuerrichteten Transformatorenstation Hallwang bei Salzburg führt, und eine zweite, die die Verbindung mit dem 5,2 km unterhalb gelegenen Wiestalkraftwerk herstellt. Die im Strubklammkraftwerk erzeugte Energie wird hauptsächlich als hochwertiger Spitzenstrom abgegeben, während die Grundbelastung für den Stromverbrauch das Wiestalkraftwerk übernimmt.

Die im Jahre 1920 durch die Stadtgemeinde Salzburg begonnenen Bauarbeiten am Strubklammwerk mußten Ende 1921 vorläufig eingestellt werden, da wegen der damals schnellen Entwertung der österreichischen Krone das weitere Baukapital nicht mehr aufgebracht werden konnte.

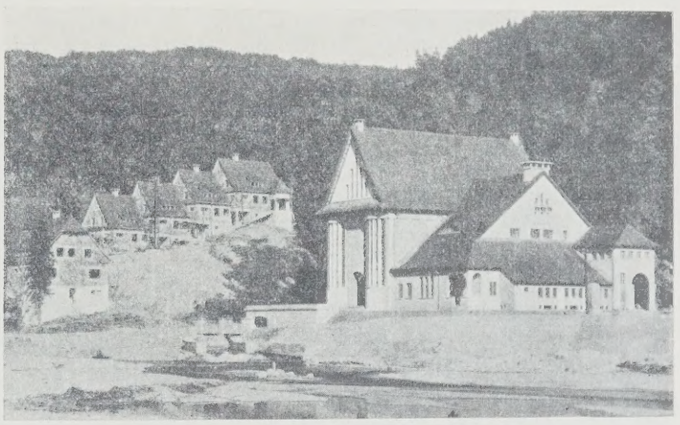


Abb. 4. Krafthaus mit Maschinistenwohnhäusern.

Die Württembergische Elektrizitäts-Aktiengesellschaft (WEAG) in Stuttgart, die im September 1922 die Betriebsführung der Städtischen Elektrizitätswerke Salzburg und damit die Finanzierung des Strubklammwerkes übernommen hatte, nahm im Januar 1923 die Bauarbeiten wieder auf, so daß Weihnachten 1924 das Werk in Anwesenheit des Herrn Bundespräsidenten Dr. Hainisch und des Herrn Bundeskanzlers Dr. Ramek feierlich in Betrieb gesetzt werden konnte. Die Baugelder für den Ausbau des Werkes wurden aufgebracht durch eine 25jährige Anleihe der Württembergischen Elektrizitäts-A.-G. in Höhe von 120 000 engl. Pfund sowie durch Konsortialkredite, die durch eine von dieser Gesellschaft vermittelte und unter der geschickten Führung des verdienstvollen Landeshauptmanns von Salzburg, Herrn Dr. Rehrl, zustande gekommene 30jährige Schweizeranleihe der Stadt Salzburg abgelöst wurden. Bei der Geldbeschaffung durch die WEAG hatte die in ihrem Aufsichtsrat vertretene Firma Schlubach, Thiemer & Co., Hamburg, hervorragenden Anteil. Ein Verdienst des Direktors der WEAG, Herrn Dr.-Ing. Paul Hammerschmidt, ist es, daß nicht nur die während der Bauzeit aufgetretenen finanziellen Schwierigkeiten überwunden, sondern daß auch das Strubklammkraftwerk in dieser verhältnismäßig kurzen Zeit fertiggestellt werden konnte und eine Anlage darstellt, die in jeder Beziehung den neuzeitlichen Anforderungen entspricht.

Uferschutzbauten am Strubklammstausee und an dessen Zubringern sowie am Wiestalsee, Planierungs- und Aufräumungsarbeiten, ferner der Ausbau der für das Bedienungspersonal des Strubklammwerkes bestimmten Wohnhäuser nahmen noch das Jahr 1925 in Anspruch. Bis zum Sommer 1926 werden jedoch auch diese Arbeiten zu Ende geführt sein.

Der Vater des Strubklammplans wie auch des Wiestalwerkes ist Herr Baudirektor a. D. Ing. H. Müller, Salzburg, die Ausarbeitung des Entwurfs führte Herr Baurat Ing. Mayerhofer durch, der auch als Vertreter der Stadt Salzburg zusammen mit Herrn Dipl.-Ing. Portmann, Luzern, die örtliche Bauleitung innehatte. Die Umgestaltung der Pläne für die endgültige Ausführung nach den neuesten tiefbautechnischen Erfahrungen sowie die Oberbauleitung von seiten der WEAG lag in den Händen des Verfassers.

Die architektonische Ausgestaltung der Hochbauten und der Staumauer oblag Herrn Architekten Blankenhorn, Stuttgart, der nicht nur

auf die praktische Lösung seiner Aufgabe, sondern auch auf die künstlerische Gestaltung aller Bauteile größten Wert legte. Als Sachverständiger und Begutachter stellte sich Herr Ingenieur H. Dietz, Direktor der Alzwerke in München, in liebenswürdiger Weise zur Verfügung. Für seine nutzbringenden Anregungen sei ihm auch an dieser Stelle bestens gedankt.

Was den Stromabsatz der drei im Besitz der Städtischen Elektrizitätswerke befindlichen Werke, nämlich des Strubklammwerkes, des Wiestalwerkes und der Eichetmühle, anbetrifft, so werden die Stadt Salzburg mit ihren Industrien und die umliegenden Gemeinden daraus versorgt. Ferner bezieht die elektrische Lokalbahn Salzburg—Berchtesgaden ihren Energiebedarf aus den Salzburger Werken. Ein erheblicher Teil elektrischer Energie wird auch noch an die Bayer. Chem. Industrie, die Dr.-Alexander-Wacker-Gesellschaft in Burghausen, abgegeben. Eine eigens für diese Firma erbaute Fernleitung mit 60 000 V Spannung führt die nötigen Strommengen aus dem Wiestal- und Strubklammkraftwerk über die Reichsgrenze nach Bayern.

Hydrologische Verhältnisse.

Das Einzugsgebiet des Strubklammwerkes, wie auch des unterhalb gelegenen Wiestalwerkes trägt Mittelgebirgscharakter (Abb. 5). Die zum Teil bis 1700 m Höhe ansteigenden Berge sind durchweg meist mit Nadelhölzern bewaldet. Das Gebiet ist, wie schon betont, eines der

Abb. 5. Stausee mit Blick ins Einzugsgebiet.

niederschlagreichsten Österreichs. Regenhöhenmessungen für die Jahre 1900 bis 1910 am Hintersee, der in 681,50 m Meereshöhe inmitten des Niederschlagsgebiets liegt, ergaben, daß die mittlere Jahresniederschlaghöhe in diesen Jahren zwischen 1833 und 2528 mm schwankte und daß für das Einzugsgebiet eine durchschnittliche Niederschlaghöhe von 2000 mm angenommen werden darf. Dies ergibt bei einer Größe des Einzugsgebiets von 100 km² eine Niederschlagmenge von 200 000 000 m³. Werden für Verdunstung und Versickerung, wie für diese Gegend zutreffend, 40 % in Abzug gebracht, so kommen 120 000 000 m³ oder im Mittel 3,8 m³/Sek. zum Abfluß.

In der Zeit vom Februar 1918 bis Januar 1919, einem Jahr mit normalen Niederschlägen, wurden an einem Meßüberfall im Almbach oberhalb der Strubklamm Wassermessungen vorgenommen, die eine Jahresabflußmenge von 126 144 000 m³ ergaben, was einer mittleren Abflußmenge von 4 m³/Sek. entspricht. Ähnliche Ergebnisse hatten die während des Baues des Werkes 1921 bis 1924 durchgeführten Wassermessungen; die Ergebnisse schwankten zwischen 3,78 und 4,10 m³/Sek. mittlerer Abflußmenge. Nach den Pegelbeobachtungen, die für die Wiestalanlage in den Jahren 1907 bis 1909 an der Fassungsstelle des späteren Wiestalstausees angestellt wurden, betrug die mittlere Abflußmenge für das Wiestalwerk bei 175 km² Einzugsgebiet 7 m³/Sek. Aus den Aufzeichnungen des seit 1913 betriebenen Wiestalwerkes ergibt sich eine Jahresabflußmenge zwischen 6,6 und 7,1 m³/Sek. Bei 100 km² Einzugsgebiet ergibt sich entsprechend für das Strubklammwerk ein mittlerer Jahresabfluß von rd. 3,8 m³/Sek.

Die Beobachtungen ergaben ferner, daß die Niederwasserperiode im Oktober/November liegt. Die Frostperiode ist häufig durch Tauwetter unterbrochen; ein starkes Winterhochwasser tritt jedes Jahr ein. Die Schneeschmelze liefert hohe Wasserstände, doch keine gefährlichen Hochwasser. Die größten Hochwasser treten gewöhnlich, und zwar sehr rasch, im Sommer auf, doch auch der sonstige Verlauf der Pegelstandslinie ist zeitweise durch Hochwasserspitzen unterbrochen, so daß mit einer fünf- bis sechsmaligen Füllung der Stauseen im Verlauf eines normalen Jahres zu rechnen ist.

Geologische Verhältnisse.

Das vorherrschende Gestein ist Hauptdolomit; sämtliche das Einzugsgebiet umgrenzenden Gebirgsketten bestehen aus dieser Felsart. Von Südost nach Nordwest durchzieht eine alte verschüttete Talfurche das ganze Gebiet. Diese tiefe Talfurche, das alte Almbachbett, wurde durch die gewaltigen Aufschüttungen der Moränemassen des Salzachgletschers in der letzten Eiszeit derart verschüttet, daß der Almbach nach dem Rückzug des Eises seinen alten Weg nicht mehr fand und neben dem alten verschütteten Tal sich einen neuen Weg in südwestlicher Richtung durch den Fels einzugraben begann, die heutige Strubklamm. Der Almbach fließt jetzt vom Hintersee bis zu seinem Eintritt in die Strubklamm nur ganz kurze Strecken auf Fels, meist aber auf fester, lehmartiger Grundmoräne und ein kurzes Stück vor der Klamm auf jungem, lockerem Bachgeröll. Diese Moräneablagerungen im Almbachtal erreichen eine Mächtigkeit bis zu fast 100 m. Das Nordufer des Strubklammstausees besteht also aus Grundmoräne, die überaus tonreich und von einer betonartigen Festigkeit ist. Durch diese Verhältnisse bedingt, traten im Almbachbett unbedeutende Wasserversickerungen auf, die sich auch bei Beginn des Stauens im Spätherbst 1924 bemerkbar machten, jedoch allmählich verschwinden, da der Stauraum durch die häufigen, viel feines und feinstes lehmiges Geschiebe mit sich führenden Hochwasser des Almbaches sich durch Verschlämmung selbst dichtet.

Eine unangenehme Begleiterscheinung der diluvialen Ablagerungen sind die großen Uferanbrüche, Plaiken genannt, die dadurch entstehen, daß sich die Bäche eingraben, die Lehnen fortwährend zum Nachstürzen bringen und die Geschiebe zu Tal befördern.

Die geologischen Untersuchungen vor und während des Baues wurden durch Herrn Oberbergrat Dr. Ampferer, dem Chefgeologen der Geologischen Bundesanstalt in Wien, durchgeführt. Dieser sagt über die Gesteinsbeschaffenheit unter anderem folgendes:

„An der Sperrstelle besteht das Grundgebirge aus Hauptdolomit, der von der Sperre weg unter mittlerem Winkel gegen das Staubecken zu einfällt. Die Schichtung ist im Bereich der Sperre nicht deutlich ausgesprochen, was mit einer hier durchstreichenden Zertrümmerungszone zusammenhängt, welche die sonst klare Schichtung verwischt und an ihrer Stelle scharf durchschneidende Schubflächen eingezeichnet hat.

Durch diese tektonische Zertrümmerung ist der Dolomit vielfach in eine Art von Beton umgewandelt, in dem kleinere und größere, eckige Dolomitstückchen in einem feinkörnigen festgepreßten Gesteinsmehl stecken. Die Standfestigkeit der Sperre wird hierdurch nicht erschüttert. Auch die Wasserdichtheit ist für die geplante Stauhöhe eine ausreichende. Mit der Fundierung unter die Sohle der tiefen Strudellöcher der Klamm hinabzugreifen, erscheint unnötig. Ebenso hat hier eine Bohrung keinen Sinn, weil dieselbe Gesteinsbeschaffenheit bis in große Tiefen hinabreicht. Die vorgesehene Einbindung ist beiderseits ebenfalls genügend tief. Die Felsköpfe zu beiden Seiten der Strubklamm sind hier mit Gletscherschliffen bedeckt, welche unter der schützenden Bedeckung einer dünnen, aber wasserdichten Grundmoränehaut blank zutage kommen.

Wenn man also die Lage und die Fundierung des ganzen Sperrkörpers als zweckentsprechend und wohl gesichert bezeichnen muß, so befinden sich knapp unterhalb der Sperrmauer in der Strubklamm beiderseits Felsmassen, die nach meiner Erfahrung eine besondere Sicherung erheischen. Am rechten Ufer der Klamm hängt hier eine mächtige Schichtplatte schräg herein, die unten durch einen schmalen Pfeiler gestützt erscheint. Am linken Ufer aber befindet sich ein steilwandiger Felserker, welcher durch Schubflächen ganz vom anschließenden Bergkörper abgeschnitten wird.

Nachdem nun diese beiden unsicheren Felsmassen das Bestreben haben, gegeneinander in die Klamm hinabzustürzen und sie außerdem beiderseits schon den Fuß der Sperre berühren, so möchte ich empfehlen, die Sperre etwas breiter zu fundieren und die Mauer hier so hoch emporzuführen, daß diese beiden Felsmassen eingefaßt und gegeneinander gestützt werden. Es ist dies bei der Schmalheit der Klamm ohne allzu große Kosten auszuführen.

Der Druckschacht des Strubklammwerkes durchstößt die flach gelagerten Hauptdolomitschichten unter einem Winkel von 45° und hat dabei eine Vertikalhöhe von etwa 98 m. Er war schon vor dieser Untersuchung ausgebrochen worden und zeigt in allen Teilen eine ausgezeichnete Beschaffenheit des Gesteins. Der lichte, schwach oder gar nicht bituminöse Dolomit ist regelmäßig geschichtet, fest, trocken und völlig ruhig gelagert. Nur an einer Stelle ist durch den Schacht eine schmale Zertrümmerungsfuge zwischen Schubflächen aufgeschlossen, wo das Gestein weniger fest und etwas brüchig ist. Eine Verzimmerung war weder beim Vortrieb noch auch seither im ganzen Bereich von Schacht und Stollen erforderlich. Die tatsächlichen Aufschlüsse sind in diesem Druckschacht entschieden noch besser, als sie die seinerzeitige geologische Prognose vorhersah.

Angesichts dieser durchaus günstigen geologischen Befunde und der überaus soliden Bauausführung, wie sie in dem mir vorliegenden Plan der Bauleitung vorgesehen erscheint, muß dieser Druckschacht als vollkommen betriebsichere Anlage bezeichnet werden.

Von dem Druckstollen (Abb. 15) waren zur Zeit meiner Besichtigung etwa 80 % bereits aufgefahren und erwiesen mit geringen Ausnahmen eine recht gute Gesteinsbeschaffenheit. Der an den Druckschacht an-

schließende Sophien- und Wallystollen hat ganz dieselben Verhältnisse wie der Druckschacht selbst. Im Gretelstollen (rechts) ist eine schmale Zone zu sehen, wo an einer vom Tag herabreichenden Furche Grundmoräne (Geschiebe in einer weißlich-schlammigen Grundmasse) im Stollen angefahren wurde. Hier ist auch Verzimmerung nötig gewesen. Die Stelle ist ganz kurz und hat nur etwa 20 m Überlagerung. Hier ist eine besonders starke und sorgfältige Ausmauerung des Druckstollens nötig.

Ein ungünstiges Gestein ist im Karolastollen vorhanden, da derselbe, wie die Sperrstelle selbst, in eine ziemlich breite Zertrümmerungszone hineinfällt, welche an der Ostseite von Krieberg und Stromberg quer über die Strubklamm streicht. Auch in diesem Stollen wurde eine reichlich wasserführende Kluft angefahren. Der Hauptdolomit ist hier vielfach ganz fein zerklüftet und zerrieben. Diese Klüfte sind mit Kalk verheilt, doch reißen dieselben beim Sprengen auf. So erweckt z. B. das Gestein, das am Eingang in die Strubklamm in den frisch geglätteten Strudellöchern fest aussieht, nach dem Aussprengen den Eindruck der Brüchigkeit und Unverläßlichkeit. Es verheilen indessen durch das kalkreiche Wasser diese Klüfte ziemlich leicht, und die Standfestigkeit des Felsens bleibt bestehen. Von den ganzen bisher aufgefahrenen Stollenstrecken liegt der allergrößte Teil in schön geschichtetem, festem Hauptdolomit. Sonst sind noch, insbesondere im Krieberg drinnen, eine Reihe von Querklüften vorhanden, welche Wasser führen und an einer schmalen Stelle eine Zone von schlammiger Grundmoräne. Da der Stollen als Druckstollen ausgebaut werden soll, wird er eine sorgfältige, dichte und starke Auskleidung erfordern."

Baustelleneinrichtung.

Für den Bau des Werkes mußten, um ein rasches und wirtschaftliches Arbeiten zu gewährleisten, drei voneinander getrennte Baustellen eingerichtet werden: die Baustellen Staumauer, Krafthaus und Kalter Graben mit Nebenstelle Wallyfenster. Die Einrichtung der beiden erstgenannten hatte keinerlei Schwierigkeiten, da genügend Platz vorhanden war und in unmittelbarer Nähe je eine Straße vorbeiführte. Anders lagen die Verhältnisse im Kalten Graben. Dort war man mit dem Platz sehr eingeschränkt; die einzige Verbindungsmöglichkeit von der Baustelle Krafthaus aus war eine sehr schlechte und bestand aus einem Saumweg, der entsprechend hergerichtet werden mußte, jedoch durch seine ungünstigen Gefällverhältnisse für Materialtransporte usw. wenig in Betracht kam. Deshalb geschah in der ersten Bauperiode, als nur Stollenvortriebsarbeiten vom Kalten Graben aus geleistet werden mußten, der Materialbedarf also ein verhältnismäßig geringer war, die Zufuhr dorthin auch mittels einer einfachen Seilbahn über die Strubklamm von der auf der anderen Talseite führenden Verkehrstraße aus. Nach dem Stollendurchschlag zwischen Kaltem Graben und Krafthaus wurden sämtliche Transporte zum Kalten Graben vom Krafthaus aus durch den Stollen geführt. Da alle Baustellen von demselben Unternehmer besetzt waren, ging der Verkehr und das Zusammenarbeiten der einzelnen Baustellen untereinander sowie die Einordnung in die Baudispositionen reibungslos vonstatten.

Die beim Bau beschäftigten Arbeiter, deren Zahl öfters 1000 überstieg, wurden fast durchweg in eigens hierfür errichteten Holzbaracken mit einem Fassungsraum für je 22 Mann untergebracht; dasselbe galt auch für das Aufsichtspersonal und die Ingenieure. Während der ersten Bauperiode von Oktober 1920 bis Weihnachten 1921 war es sehr schwierig, brauchbare Arbeiter aufzutreiben; die Leistungen dieser Leute blieben zum Teil weit hinter dem Vorkriegsdurchschnitt zurück. Auch während der zweiten Bauperiode ab 1923 machte sich der Mangel an Facharbeitern in Österreich für den Bau oft recht unangenehm bemerkbar, so daß man gezwungen war, reichsdeutsche Facharbeiter heranzuziehen.

Auf allen drei Baustellen erforderte die Beschaffung von Druckluft für die umfangreichen Sprengarbeiten an Staumauer, Hochwasserüberfall, Stollen, Wasserschloß und Druckschacht die Aufstellung entsprechender Kompressorenanlagen. Es kamen folgende Typen zur Verwendung:

Flottmann,	Modell F. K. 15, zweistufig, 3 bis 3,3 m³ angesaugte Luft
Ingersoll,	Klasse E R — 1, einstufig, 2,6 m³ angesaugte Luft
Bora,	Modell K. 18, zweistufig, 4 bis 5 m³ angesaugte Luft.

Auf der Baustelle Staumauer fanden zwei Betonmischmaschinen Aufstellung, eine mit 500 l und eine zweite mit 300 l Inhalt. Sie wurden am rechten Klammufer nebeneinander aufgestellt, so daß die Zuführung des Schotters und das Abführen des Mischgutes in einem Rollwagen und reibungslos vor sich gehen konnte. Der Bachschotter des Almbaches wurde oberhalb der Strubklamm durch Einbau einer Schottersperre zurückgehalten und

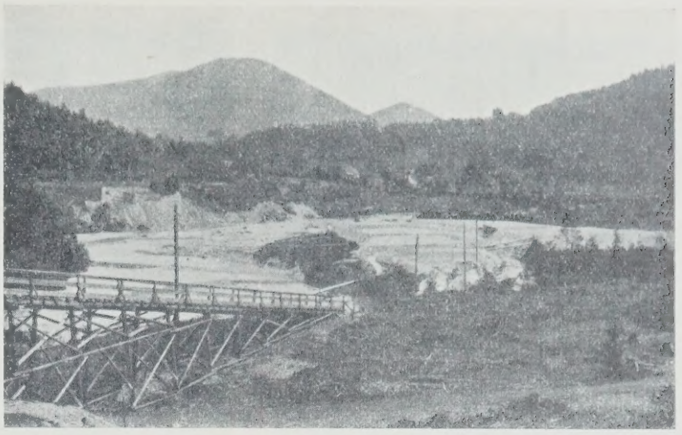


Abb. 6. Kieslagerplatz im Staubeckengrunde; im Vordergrunde Schrägaufzug zur Staumauer.

konnte nach einmaligem Werfen ohne weiteres zum Betonieren verwendet werden. Die Zufuhr vom Kieslagerplatz im Staubeckengrund zu den Maschinen fand statt mittels eines am linken Ufer angelegten Schrägaufzugs mit einer Zugkraft von 1000 kg (Abb. 6) und über eine daran anschließende, die Strubklamm oberhalb der einzubauenden Sperre überspannende hölzerne Arbeitsbrücke (Abb. 7). Der Portlandzement wurde wegen des starken Gefälles mit gewöhnlichen Handwagen vom nahegelegenen Zementmagazin, das durch eine Rutsche Verbindung mit der höher gelegenen Zufahrtstraße hatte, beigeführt. Zur Gewinnung des nötigen Putz- und Torkretsandes war als Sandgewinnungsanlage ein Schüttelsieb aufgestellt.

Im Kalten Graben waren große Holzgerüste und Arbeitsbrücken zu erstellen, um die dort aufgestellte 500-l-Mischmaschine wirtschaftlich arbeiten lassen zu können (Abb. 8). Zusammen mit der Mischmaschine war ein Steinbrecher mit einer Maulweite 450×300 mm im Betrieb, da der hier gemischte Beton aus Stollenausbruchmaterial hergestellt wurde; der beizumengende Sand sowie der Zement mußten durch den Stollen zugeführt werden.

Die Baustelle Krafthaus hatte eine 300-l-Mischmaschine zur Verfügung. Dort wurde wie bei der Staumauer Bachkies verarbeitet. Eine schnelle Beschickung sämtlicher aufgestellter Betonmischmaschinen erreichte man dadurch, daß zur Füllung des Kieskübels Silos für Kies und Sand sowie für Zement verwendet wurden. Der Vorteil war eine rasche Füllung des Kübels, unter gleichzeitiger Mischung der Güter (Kies und Zement), wobei der Silo für Kies und der für Zement von einem Mann bedient werden konnte. Dadurch war es möglich, die von den Lieferfirmen der Mischmaschinen angegebenen Leistungszahlen wenn nötig zu erreichen. Bei der Mauerung des Krafthauses wurde für den Hochtransport ein Becherwerk verwendet. Vom Krafthaus aus führte ein Schrägaufzug mit einer Umfangszugkraft von 1600 kg und 45 notwendigen PS zum Wasserschloß empor. In der geradlinigen Trasse befand sich ein zweimaliger Gefällbruch;

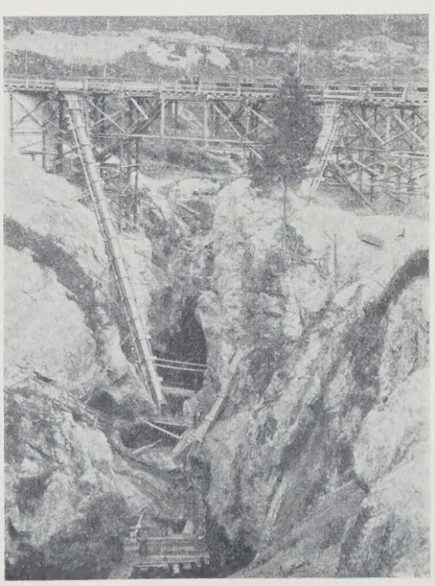


Abb. 7. Arbeitsbrücke über die Strubklamm für die Staumauerbetonierung.

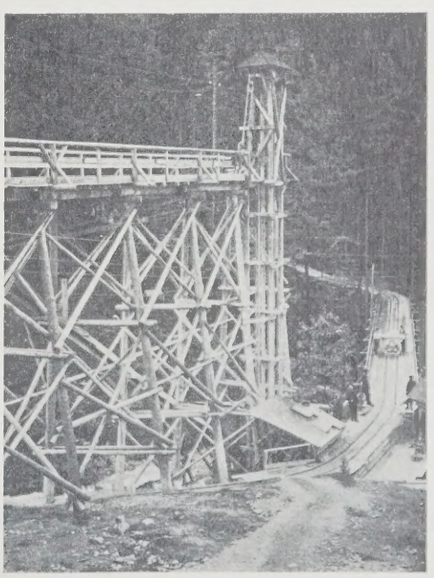


Abb. 8. Gerüstbrücken mit Betonbereitungsanlage im „Kalten Graben".

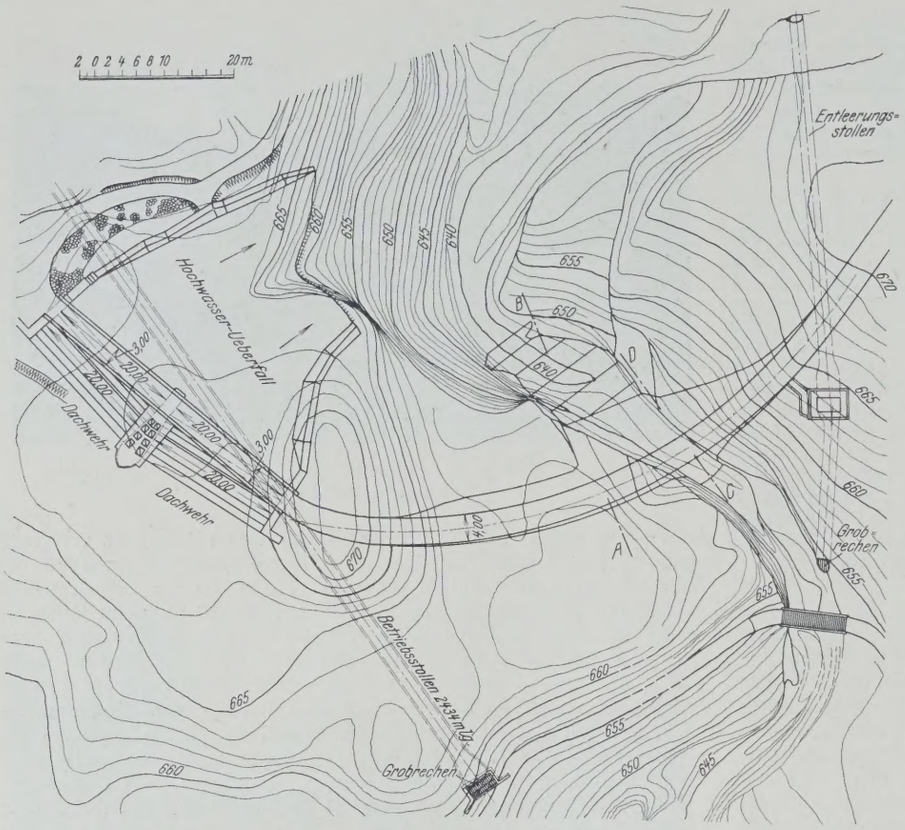
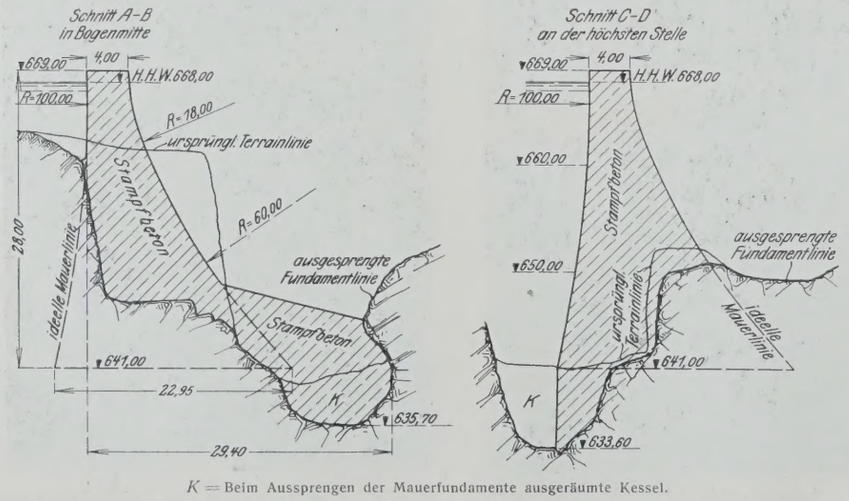


Abb. 9. Lageplan der Talsperre.

der zu überwindende Höhenunterschied betrug rd. 95 m. Der Aufzug verlief auf $^4/_5$ der Länge auf gewachsenem ausplaniertem Gelände, das übrige Fünftel vor der Bergstation wurde mit einer Gerüstbrücke überwunden. Wegen der Geländeverhältnisse mußten bei der Bergstation die ankommenden Güter auf ihren Wagen mittels Drehscheibe gedreht und noch etwa 30 m entlang des Berghanges geführt werden, bis sie in den Fensterstollen zum Wasserschloß einfahren konnten. Die Drehscheibe war so bemessen, daß zwei Rollwagen darauf Platz fanden.

Die durchweg eisernen, 0,75 m³ fassenden Muldenkipper wurden von Hand fortbewegt, mit Ausnahme natürlich bei den beiden Schrägaufzügen. Gefahren wurde auf 60-cm-Spur; die Gleise waren meist auf Eisenschwellen, zum Teil auch auf Holzschwellen verlegt. Der Transport der Rohre für den Druckschacht über den Schrägaufzug geschah auf zwei aneinandergekuppelten, gewöhnlichen Plattform-Rollwagen. Zur Rohrlagerung war auf jedem Wagen ein Reibsattel angebracht. Die Rohre wurden auf den Wagen durch Drahtseile und Klemmen befestigt.

Während der ersten Zeit des Baues wurde für Kraft- und Lichtzwecke Fremdstrom bezogen; da hierbei jedoch oft lästige Stromunterbrechungen vorkamen, entschloß man sich, eine Fernleitung nach dem nahegelegenen Wiestalwerk zu errichten, um von dieser Eigenanlage die nötige elektrische Energie zu beziehen. Im ganzen waren auf den drei Baustellen 230 PS installiert.



K = Beim Aussprengen der Mauerfundamente ausgeräumte Kessel.

Abb. 10. Querschnitte der Talsperre.

Die Tief- und Hochbauarbeiten waren der Bauunternehmung Pittel & Brausewetter, Wien, den damaligen Verhältnissen in Österreich entsprechend in Regie übertragen.

Stauanlage.

Die günstigste Stelle, an der die Staumauer samt Hochwasserüberfall errichtet werden konnte, war die bei der Ausführung gewählte, an der Eintrittstelle des Almbaches in die eng- und tiefeingeschnittene Strubklamm etwa 1700 m südwestlich von Faistenau (Abb. 9). Die Mauer wurde aus wirtschaftlichen und ausführungstechnischen Gründen als Schwergewichtmauer ausgebildet. Sie wurde in Stampfbeton ausgeführt, da der zum Betonieren nötige Schotter aus den Geschieben des Almbaches unmittelbar an der Baustelle gewonnen werden konnte. Es mußte also nur der notwendige Zement auf der Gebirgstraße antransportiert werden. Der verhältnismäßig starke Krümmungshalbmesser der Mauer mit 75 m ist nicht aus statischen Gründen bestimmt, sondern durch die Lage und Gestalt der links- und rechtsufrigen Felspartien, in die man bestrebt war, möglichst senkrecht zu den Schichtenlinien die Achse der Staumauer eingreifen zu lassen. Krümmung wie auch Auftrieb und Eisdruck wurden bei der Berechnung unberücksichtigt gelassen. Das spezifische Gewicht des Betons wurde mit 2,2 in Rechnung gestellt. Dabei ergaben sich als größte Spannungen bei leerem Becken 5,06 kg/cm², bei vollem Becken 5,10 kg/cm². Der starke Querschnitt der Mauer sowie die auftretenden Spannungen könnten bei Unkenntnis der Verhältnisse beanstandet werden. Die vorliegende Form wurde jedoch entgegen leichteren Entwürfen, die seinerzeit von der Behörde abgelehnt wurden, von dieser insofern vorgeschrieben, als sie als spezifisches Wassergewicht, mit dem zu rechnen war, 1,1 angab.

Die größte Höhe der Mauer, allerdings auf nur etwa 4,50 m Breite, beträgt, wie schon gesagt, 35,40 m; die größte Fußbreite ist 29,40 m. Diese Breite wurde jedoch nicht aus statischen Gründen ausgeführt, sondern es wurde ein Betonklotz am luftseitigen Fuße der Mauer mit anbetoniert, was eine größere Sohlenbreite mit sich brachte. Dies geschah auf Grund des geologischen Gutachtens, weil der rechts- und besonders der linksseitige Fels der Strubklamm unterhalb der Mauerluftseite von schlechter Beschaffenheit und überhängend war, so daß befürchtet werden mußte, daß durch weitere Verwitterung des Dolomits und Abbröckeln dieses Gesteins die Widerlager geschwächt und ein guter Anschluß der Mauer an den Felsen mit der Zeit in Frage gestellt werden könnte. Dieser rückwärts mit der Mauer aufbetonierte Klotz schließt nun die rechts- und linksufrigen überhängenden Felsköpfe und Partien in sich ein und verspannt sie gegeneinander.

Der Arbeitsvorgang bei Herstellung der Staumauer war folgender:

Nach Entfernung der Humusschicht und des Gerölls wurden die Fundamente für die Sperre mit Hilfe von Preßluft aus dem Felsen ausgesprengt; alle schlechten und verwitterten Gesteinpartien wurden entfernt und der Felsen rechts und links der Klamm, in den die Mauer einbinden mußte, so tief ausgesprengt, bis gesunder, einwandfreier Dolomit anstand. Die aus dem Felsen ausgesprengte Fundamenttiefe betrug zwischen 2 und 4 m; das Aussprengen geschah in Stufenform, entsprechend dem Abfall des Felsens vom rechten und linken Ufer gegen die Strubklamm (Abb. 11). In der Klamm wurden die vorgefundenen tiefen Strudelkessel, in die die Mauer zu stehen kam und die vollständig mit Kies aufgefüllt waren, ausgeräumt (Abb. 10) und in die glatten Felsschlifffläche in 15 bis 20 cm Abstand etwa 3 cm tiefe Rillenstreifen eingehauen, um eine gute Verbindung des Betons mit den glatten Felsflächen der Klamm zu erreichen (Abb. 12). Hierauf wurden die gesamten Fundamente mit Stahlbürsten und Druckwasser gereinigt.

Die Betonierung geschah von der oberhalb der geplanten Mauer über die Klamm errichteten Gerüstbrücke aus. Der in eisernen Muldenkippern von den Mischmaschinen beigeführte Beton wurde durch zwei hölzerne, innen mit Blech ausgeschlagene Schüttrinnen von quadratischem Querschnitt 60 × 60 cm an die Verwendungstellen befördert. Bei Breiterwerden der zu betonierenden Fläche in größerer Höhe der Mauer wurde noch eine bezw. zwei weitere Schüttrinnen eingebaut. Durch die Rinnen waren alle Meter kreuzweise 24 mm starke Rundeisen durchgesteckt, um einer Entmischung des Betons vorzubeugen. Das Mischungsverhältnis war

200 kg Zement auf 1 m³ Festbeton. Im unteren engen Teil der Klamm, wo das Profil recht unregelmäßig war, kam feste Schalung zur Verwendung, während man den oberen breiteren Teil der Mauer von etwa $^1/_3$ der Höhe ab mittels fliegender Schalung hochbetonierte (Abb. 13). Die Befestigung der fliegenden Schalung geschah durch C-förmig gebogene Rundeisen von 14 mm Durchm., die mit ihren Schenkeln in die Mauer einbetoniert wurden. Der Beton wurde von Hand und mit Druckluftstampfern in durchgehenden Schichten von höchstens 20 cm Stärke gestampft. Um Arbeitsfugen zu vermeiden, wurde in Zweischichtenbetrieb zu je zehn Stunden durchbetoniert. Nach je fünf Stunden Arbeit wurde eine Stunde Pause eingelegt. Die Arbeitsfuge, die durch den Stillstand an Sonntagen entstand, wurde im Zahnschnitt ausgeführt. Am 10. Oktober 1923 überspülte ein größeres Hochwasser sechs Stunden lang die bis zur halben Höhe betonierte Mauer, ohne Schaden anzurichten. Nach Rückgang des Wassers wurde die obere Lage der überspülten Fläche entfernt und hintereinanderliegende, durchgehende Zahnschnitte senkrecht zur Druckrichtung des Stauwassers in die Fugenfläche eingehauen. Bei der anschließenden Weiterbetonierung begoß man die jeweils mit Beton zu beschickenden Stellen der Fuge kurz vorher mit Zementmilch.

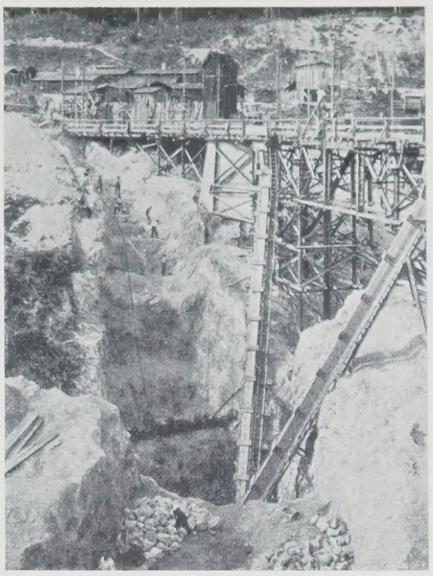


Abb. 11. Blick in die ausgesprengten Staumauerfundamente.

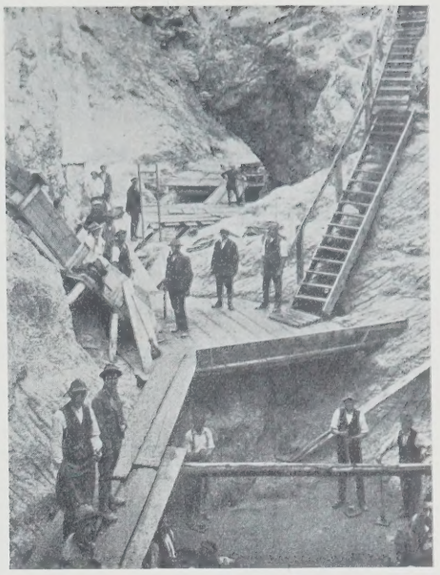


Abb. 12. Staumauerbetonierung in der Strubklamm.

Wasserseitig bekam die Sperre als Dichtungsschicht einen 6 cm starken, in drei Schichten aufgebrachten Torkretüberzug, der mit einem 10×10-cm-Drahtgeflecht aus unverzinktem, 2,5 mm starkem Eisendraht bewehrt wurde. Die Torkretschicht wurde bis Höhe 669,00, also 1 m über höchstem Wasserspiegel, hochgeführt und auch beim Anschluß der Mauer an den Felsen in einer Breite von mindestens 2 m über letzteren ausgedehnt. Das Mischungsverhältnis war 1 : 3 bis 1 : 5. Korngröße bis 5 mm; im Durchschnitt ergab sich beim Torkretieren der Staumauer rd. 20% an Abfallmaterial. Eine besondere Drainierung erhielt die Mauer nicht.

Die Gesamtbetonmenge der Mauer einschließlich der Geländer beträgt 9140 m³. Hierfür sind aufgelaufen: 6945,5 Partieführerstunden, 38 860 Zimmermannstunden, 4564,5 Maurerstunden, 125 280 Hilfsarbeiterstunden, 6697,5 Maschinistenstunden, 394 Mineurstunden und 49 Schlosserstunden, zusammen 174 790 Stunden, d. h. für 1 m³ der Staumauer sind durchschnittlich 19,1 Stunden für die Betonierung angefallen (einschließlich Schotterzufuhr vom Lagerplatz über den Schrägaufzug, Maschinenbedienung, Schalung). Die Durchschnittsleistung bis Kote 663,00, also bis zu rd. 30 m Höhe, betrug 236 m³/Tag, die Höchstleistung 332 m³ zu je zwei Zehnstundenschichten. Dabei war die durchschnittliche Stundenleistung einer Mischmaschine 21,3 bis 22,1 Mischungen. Die durchschnittliche Leistung von Kote 663,00 bis Kronenhöhe (669,00) ohne Geländer betrug nur 184,4 m³/Tag; hier machte sich der Einfluß der architektonischen Ausbildung geltend. Der Zementverbrauch für die gesamte Staumauer betrug 37 514 Sack Portlandzement oder 4,1 Sack/m³. Die Beziehung zwischen 1 m³ Festbeton und der Zahl der Rollwagen mit Betonmischung, die durch die Betontrichter geschüttet wurden, war: 1 m³ Fertigbeton = 1,66 Rollwagen mit 0,75 m³ Inhalt Betonmischung. Die Mauer samt Geländer wurde in insgesamt 57 Arbeitstagen hochbetoniert.

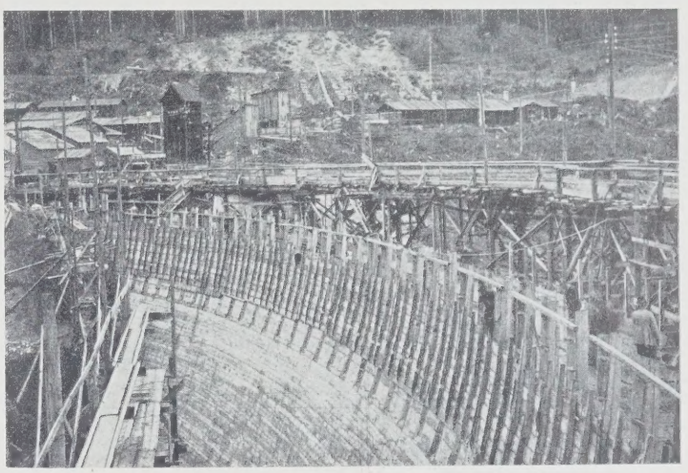
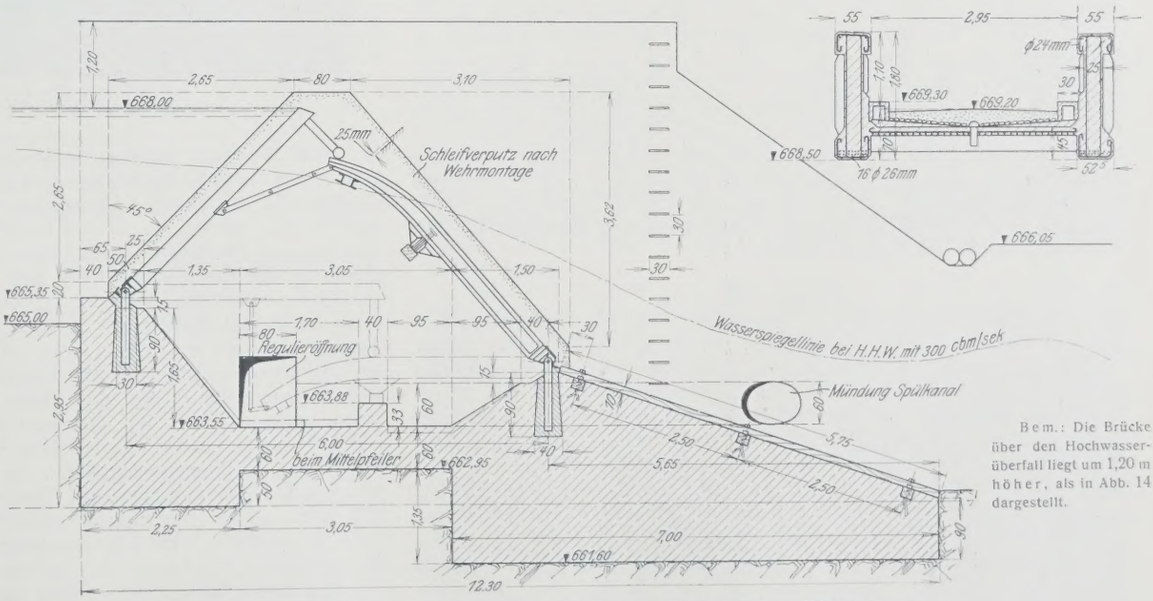


Abb. 13. Betonierung der Staumauer mittels fliegender Schalung.

Vor Inangriffnahme der Bauarbeiten an der Staumauer, also während der ersten Bauperiode 1920/21, wurde durch den rechtsufrigen Fels der Strubklamm zur Trockenlegung der Baustelle ein 77,67 m langer Umlaufstollen getrieben. Er hat bei 69,72‰ Gefälle einen annähernd kreisförmigen Durchflußquerschnitt von rd. 3,6 m² und dient der fertigen Stauanlage als Grundablaß. Der Stollen durchquert den Felsen in fast gerader Linie und wurde unverkleidet gelassen. Lediglich die Strecke vom Einlauf bis zu den zwei eisernen Gleitschützen als Abschlußorganen erhielt in der zweiten Bauperiode einen 2 bis 3 cm starken Torkretverputz. Am Stolleneinlauf wurde ein Grobrechen aus Eisenbahnschienen mit 30 cm lichtem Stababstand angebracht, um bei höheren Wasserführungen des Almbaches den Eintritt von Baumstümpfen u. dergl., die eine Verklausung des Stollens herbeiführen könnten, zu verhindern. Die Windwerke für die Abschlußschütze sind in einem gesonderten, aus



Bem.: Die Brücke über den Hochwasserüberfall liegt um 1,20 m höher, als in Abb. 14 dargestellt.

Abb. 14. Dachwehr. Querschnitt mit Ansicht der linken Wehrwange.

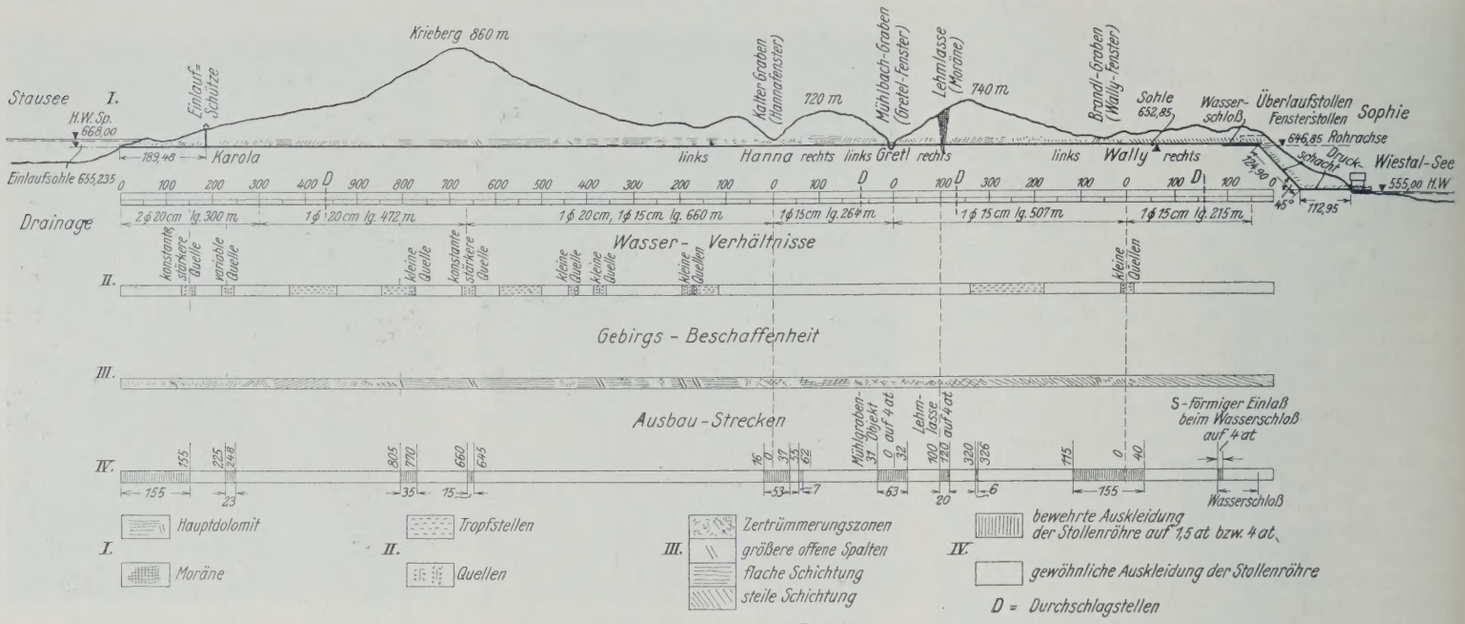


Abb. 15. Längenprofil des Betriebstollens.

Gußbeton hergestellten Schützenhaus untergebracht. In diesem befindet sich auch ein selbstschreibender Fernpegel Bauart Ott, Kempten, der die jeweiligen Wasserstände des Stausees im Krafthause anzeigt.

Der Stollenvortrieb im Umlaufstollen sowie der Ausbruch des Schützenschachtes geschah mit Hand. Dazu wurden Achtkantvollbohrer Durchm. 22 mm verwendet. Zum Sprengen kam Dynamit O Hg der Österreichischen Sprengmittel-Monopolverwaltung zur Verwendung, das folgende Zusammensetzung hat: 52 bis 56% Nitroglyzerin, 1,5 bis 3% Kollodiumwolle, 35 bis 40% Alkalinitrate, 3 bis 6% Holzmehl.

Gearbeitet wurde in drei Schichten; der Wochenfortschritt im Stollen betrug durchschnittlich 4,5 lfd. m, der wöchentliche Fortschritt im von unten nach oben aufgebrochenen Schützenschacht (6,6 m² Ausbruchfläche) war 2,9 lfd. m. Eine Schicht setzte sich zusammen aus 4 Mineuren, 4 Schleppern, 1 Schmied und 2 Hilfsarbeitern. Der über Tag führende Schützenschacht wurde ausbetoniert und erhielt einen Querschnitt von 2,00×2,00 m. Nach Fertigstellung des Umlaufstollens wurde eine einstweilige 4 m hohe Sperre aus Eisenbeton in die schmale Strubklamm oberhalb der geplanten Staumauer eingebaut, die die Wasser des Almbaches von der Baustelle fernzuhalten und in den Umlaufstollen zu leiten hatte. Der Stollen kann bis zu 30 m³/Sek. Wasser abführen.

Die an der linken Klammseite angeordnete Entlastungsvorrichtung für Hochwasser führt in einem aus dem Felsen ausgesprengten rd. 40 m breiten und 30 m langen Bett, dessen Seitenwände zum Schutze des leicht verwitternden Felsens mit Betonmauern verkleidet wurden, die überflutenden Wassermassen unterhalb der Sperrmauer in die tiefgelegene Strubklamm ab. Die Aussprengung geschah maschinell, und zwar wurde für diese Sprengung sowohl Dynamit wie auch ein Ammonsalpetersprengstoff, sogenanntes Dynamon, verwendet. Die auszusprengende Menge betrug 4522 m³; der Sprengmittelverbrauch für 1 m³ Ausbruch war 0,416 kg Sprengstoff, 1,21 m Zündschnur (Guttapercha und Fulminat) und 3,5 Stück Sprengkapseln. Der Regulierpfeiler der in den Hochwasserüberfall einzubauenden hydraulischen Dachwehranlage, System Huber-Lutz, Zürich (Abb. 14), wird als Mittelpfeiler, die beiden Wehrwangen werden als Auflager für die Plattenbalkenbrücke, die über die Entlastungsvorrichtung führt, benutzt. Die Betonfundamente für das Dachwehr, rd. 950 m³, sind im Mischungsverhältnis 250 kg Zement auf 1 m³ Festbeton ausgeführt; das auf dem Regulierpfeiler vorgesehene Bedienungshäuschen für das Dachwehr wurde aus Gußbeton hergestellt.

Betriebstollen.

Der Betriebstollen verläuft in fast gerader Linie vom Stausee bis zum 2434 m entfernten Wasserschloß (Abb. 15). Die Durchflußfläche beträgt rd. 3,3 m², die größte Betriebswassermenge 9,3 m³/Sek. Vor dem Einlauf ist ein Grobrechen von 4,00·4,10 m Abmessung aus I 12 mit 30 cm l. Abstand angebracht. In einer Entfernung von 189,5 m vom Portal befindet sich die Absperrvorrichtung, die aus einem eisernen Gleitschütz mit 2,05·2,05 m Querschnitt besteht, dessen Windwerk in einem Schützenhaus aus Gußbeton untergebracht ist. Der 2,0·2,0 m im Querschnitt messende ausbetonierte Schützenschacht hat eine Tiefe von 28 m und wird im Falle des Anschlusses des Hinterseestollens an den Betriebstollen als Pufferschacht benutzt. Der Stollen verläuft auf seine ganze Länge in festem Hauptdolomit; während der gesamten Bauzeit war eine Auszimmerung nicht nötig; lediglich auf rd. 10 m Länge in dem „Gretel rechts" benannten Stollenteil wurde eine Lehmlasse durchfahren, die Einbau erforderte. Der Stollen tritt in der Nähe der Baustelle Kalter Graben etwa 12 m lang ans Tageslicht und kreuzt dort das Bachbett eines Wildbaches, den Mühlbachgraben. Der Übergang des Betriebstollens zum Wasserschloß geschieht durch einen 20 m langen, S-förmigen bewehrten Krümmer. Diese Anordnung wurde notwendig, weil die Sohle des Wasserschlosses um rd. 6 m tiefer gelegt werden mußte, als ursprünglich geplant. Die Tieferlegung war durch die Aufstellung größerer Maschineneinheiten im Krafthaus bedingt, um beim Anfahren sämtlicher Maschinen

Abb. 16. Bohrhammerbetrieb während des Schutterns.

und dem dadurch eintretenden Sinken des Wasserspiegels im Wasserschloß den etwaigen Eintritt von Luft in die Druckrohrleitung und in den Betriebstollen unter allen Umständen zu verhindern. Die Erhöhung der installierten Leistung wurde erst beschlossen, als schon größere Stollenvortriebe getätigt waren, so daß eine Abänderung der Stollentrasse oder Erhöhung des Stollenlängsgefälles nicht mehr möglich war.

Die gesamte Stollenstrecke wurde während des Baues durch drei Fenster in vier Teilstrecken zerlegt, um durch Gewinnung mehrerer Angriffspunkte ein rasches und wirtschaftliches Vorwärtsarbeiten zu gewährleisten. Der Fensterstollen vom Kalten Graben aus war 80 m lang, der Wally-Fensterstollen hatte eine Länge von 32 m; zwei weitere Angriffpunkte waren durch die Bachkreuzung im Mühlbachgraben gegeben. Durch den Vortrieb von verschiedenen Stellen aus sind auch die Neigungsverhältnisse des Stollens begründet, die wohl ein Durchschnittsgefälle von 1‰ haben, aber wegen der Wasserhaltung zwischen 0 und 3‰ schwanken; diese Vortriebgefälle wurden bei der Ausbetonierung möglichst ausgeglichen. Der Wasserandrang während des Vortriebs war mäßig und bereitete keine besonderen Schwierigkeiten.

Der Ausbruchquerschnitt betrug durchschnittlich 5,4 m² einschließlich des seitlich ausgesprengten Wassergrabens unter Berücksichtigung des un-

vermeidlichen, etwa 20 % betragenden Mehrausbruchs beim Vortrieb. Es wurde sofort der Vollausbruch ausgeführt, und zwar mit je zwei Ingersoll-Preßluftbohrhämmern BAR 33 bezw. zwei Flottmannhämmern A 3 und B 5 an der Brust (Abb. 16[1]). Die Vortriebarbeiten waren für Mineure und Schlepper in Akkord vergeben, wobei der Akkordüberverdienst rund 60 bis 80 % betrug. Es wurde in zwei je zehnstündigen Schichten gearbeitet. Während der ersten Bauperiode wurden für die Vortriebsarbeiten Berufsmineure verwendet, mit denen man jedoch wegen der damals herrschenden politischen Verhältnisse schlechte Erfahrungen machte. Man bildete sich in der zweiten Bauperiode unter der ständigen Anweisung tüchtiger Poliere die Mineure selbst aus; dies waren meist Leute aus der Umgegend, die Lust und Liebe zu dieser Arbeit hatten; sie haben sich gut bewährt. Der normale Wochenvortrieb für ein Ort betrug im Durchschnitt 22 m Stollen oder 3,67 lfd. m für die Doppelschicht; die Höchstleistung war 6,2 lfd. m. Die Belegschaft für zwei Schichten setzte sich zusammen aus 4 Mineuren, 8 bis 10 Schleppern, 4 Hilfsarbeitern, 2 Schmieden, 3 Maschinisten und 1 Sprengmittelmanipulanten. Der Stundenaufwand für 1 Längenmeter Stollen betrug: 10,6 Mineurstunden, 23,8 Schlepperstunden, 9,4 Hilfsarbeiterstunden, 4,5 Schmiedestunden, 6,7 Maschinistenstunden, 2,6 Sprengmittelmanipulantenstunden, zusammen 57,6 Stunden im Durchschnitt. In jeder Schicht wurde zweimal, vereinzelt in zwei Schichten fünfmal abgeschossen. Gesprengt wurde mit Dynamit O Hg der Österreichischen Monopolverwaltung, abgeschossen mit Guttaperchazündschnur, nur selten mit Fulminatzündschnur. Der Einbruch wurde oben geschossen. Der Sprengmittelverbrauch für 1 m³ Felsausbruch betrug durchschnittlich 3,15 kg Dynamit, 6,6 m Zündschnur und 4,5 Stück Sprengkapseln; ferner wurden 0,3 kg Karbid, 0,28 kg Maschinenöl, 0,018 kg Kompressoröl und 1,02 kg Schmiedekohle für 1 m³ Ausbruch verbraucht. Als Bohrstahl kam Böhler-Stahl zur Verwendung, und zwar Hohlbohrer mit Doppelmeißelschneiden 22 und 23 mm Durchm.; nur bei ganz schlechtem und lehmhaltigem Gestein wurden Schlangenbohrer mit 25 mm Durchm. verwendet. Die Anzahl der Bohrlöcher für jeden Angriff betrug im Durchschnitt 13 bis 15 bei 1,0 bis 1,2 m Tiefe; die Bohrlochweite war 30 bis 36 mm. Der Bohrstahlverbrauch für 1 m³ Gestein betrug unter Berücksichtigung der anfallenden Abfallstücke durchschnittlich 0,25 kg.

Gefördert wurde das Stollengut mit Hand auf 60-cm-spurigen, eisernen Muldenkippern von 0,75 m³ Fassungsvermögen, die aber infolge der Akkordarbeit stets mit rd. 0,9 m³ beladen wurden. Die größte Förderweite bis zum Lager betrug am Stollenstück bei der Staumauer 500 m, im Kalten Graben 1200 m, am Wallyfenster 370 m und beim Wasserschloß 150 m.

Die Bewetterung geschah durch Sirocco-Hochdruck-Ventilatoren Nr. 3 mittels 4 m langer geteerter Blechlutten ∅ 310 mm aus 1,3 mm starkem Schwarzblech. Die an ihren Enden etwas aufgebördelten Luttenrohre wurden verbunden durch Manschetten, Blechstreifen, die rings um die Luttenstöße gelegt und mittels Schrauben angezogen wurden. Die Dichtung geschah durch zwischen Stoß und Manschette gelegte geteerte Hanfzeugstreifen. Die Stollenbewetterung wirkte auch bei ihrer Größtlänge von rd. 1000 m so, daß in den jeweils auf fünfstündige Vortriebarbeit folgenden einstündigen Arbeitspause, vor der abgeschossen wurde, die Sprenggase aus dem Stollen abzogen und sofort nach der Pause der Vortrieb wieder aufgenommen werden konnte.

Nach dem Stollendurchschlag zwischen den Baustellen „Staumauer" und „Kalter Graben" (die Staumauer war bereits hochbetoniert) wurde an der Arbeitsgrenze beider eine Hochwasserschutzwand in den Stollen eingebaut, damit bei etwa eintretendem größeren Hochwasser, das der Umlaufstollen nicht restlos abführen konnte und deshalb in den Stollen eindrang, die Arbeiten in dem vom Kalten Graben aus zu beschickenden Stollenteil nicht ebenfalls eingestellt werden mußten. Die 1,20 m starke Betonwand war in 1,10 m Höhe für den Fußgängerverkehr mit einem quadratischen 60 cm weiten Schlupfloch versehen, das mittels einer hölzernen Tür verschlossen und von beiden Seiten geöffnet werden konnte. Die Wand wurde nach Einbau der Abschlußschütze in den betonierten Schützenschacht, was als eine der ersten Montage- bezw. Betonarbeiten im Stollen durchgeführt wurde, wieder entfernt.

Der Druckstollen erhielt in seiner ganzen Länge Betonverkleidung in einer Mindeststärke von 15 cm (Abb. 17). Durch den unvermeidlichen Mehrausbruch beim Vortrieb bekam die Betonverkleidung jedoch eine durchschnittliche Stärke von 20 bis 25 cm. Das Mischungsverhältnis war 250 kg Zement auf 1 m³ Festbeton. Vor Beginn der Betonierung wurde das jeweils auszubetonierende Stück der Stollenröhre mit Pickeln von gebrächem und verwittertem Gestein gesäubert und mit Druckwasser gereinigt. Hierauf wurden seitlich im Wassergraben 15 cm bezw. 20 cm starke Drainröhren (unglacierte Tonröhren von 33 cm Länge) eingelegt, und zwar je nach Wasserandrang in den verschiedenen Stollenstrecken einseitig oder auf beiden Seiten des Stollens. Die Drainrohre wurden stumpf gestoßen, nach jedem laufenden Meter wurde eine Fuge

[1]) Die Abbildungen 16, 20, 21, 22, 24a, 24b, 36 sind aus der Abhandlung „Neue Stollenbauten" von Dr. Randzio („Die Bautechnik" 1925, Heft 26) entnommen.

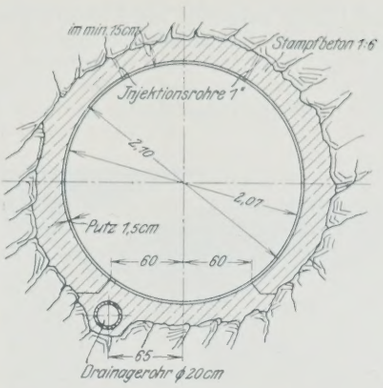


Abb. 17. Normalprofil der nichtbewehrten Stollenstrecken.

von etwa 2 cm Breite eingeschaltet, die mit einer Steinpackung ummantelt wurde, um dem Tropf- und Sickerwasser aus dem Berg das Eindringen in die Drainage zu erleichtern. Quellen und stark tropfende Stellen wurden mit Blechrohren gefaßt und unmittelbar in die Drainage eingeleitet. Etwa 15 m hinter dem Verlegen der Drainrohre fand die Betonierung der Stollensohle statt. Die Formgebung der Sohlenschale geschah durch blechbeschlagene Holzschablonen, deren richtige Höhen-

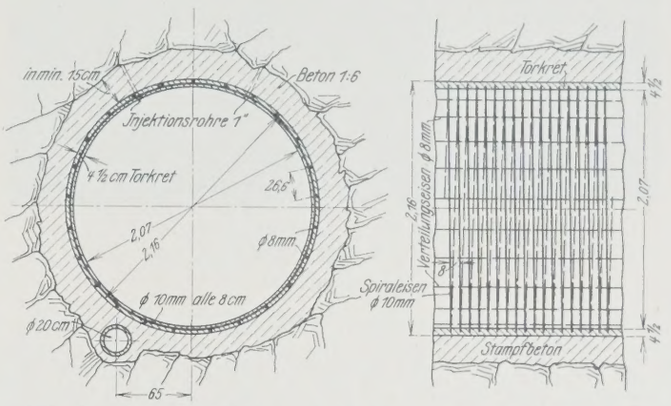


Abb. 18. Normalprofil der auf 1,5 at bewehrten Stollenstrecken.

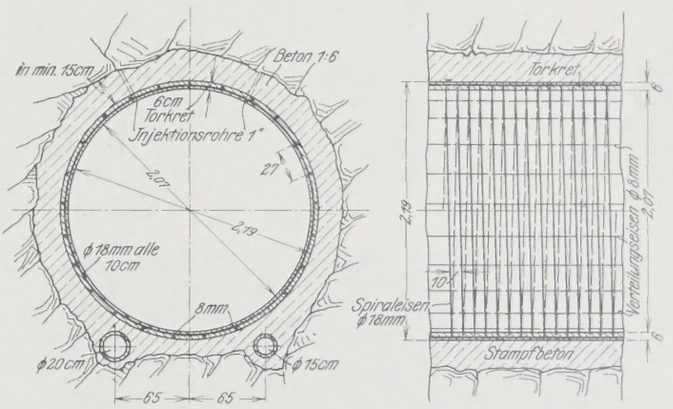


Abb. 19. Normalprofil der auf 4 at bewehrten Stollenstrecken.

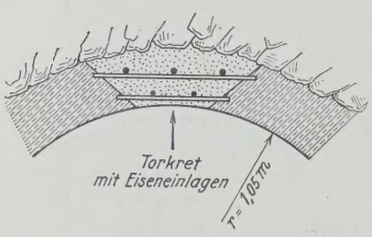
lage mittels der alle 10 m im Stollen angebrachten Höhenmarken festgelegt wurde. In einer zehnstündigen Arbeitsschicht wurden von einer Arbeitspartie durchschnittlich 13 bis 15 lfd. m Sohle betoniert bei einem mittleren tatsächlichen Stundenaufwande von 15,2 Stunden, für die 17,1 Stunden für 1 m bezahlt wurden, weil die über die normale achtstündige Arbeitszeit geleisteten zwei Überstunden mit 50 % Aufschlag verrechnet werden mußten; in sämtlichen angegebenen Leistungszahlen ist dies jedoch nicht berücksichtigt. Der Materialverbrauch war durchschnittlich 0,5 m³ Festbeton für 1 lfd. m Sohle.

Die zweiteiligen eisernen Ramenaten (Lehrbogen) für die Ulmen- und Firstbetonierung hatten Kreisprofil und wurden auf die betonierte Sohlschale im Abstand von je 1,20 m aufgestellt und gegeneinander durch Winkel und Verbindungseisen abgestützt. Dieses Gerippe war einfach zu montieren und gestattete einen ungehinderten Rollbahn- und Fußgängerverkehr. Die beiden Halbkreisbogen bestanden aus ⊏ 8 und wurden mittels verkeilbarer Laschen aneinander befestigt. Das für die zu bewehrenden Stollenstrecken etwas größere Profil für die Betonierung erreichte man durch Verwendung längerer Laschen. Betoniert wurde hinter Holzverschalung, die 2 cm starken Schalbretter, die in Längen von 3,6 m, also über drei Lehrbogenfelder verlegt wurden, durften nicht breiter als 15 cm sein, um sich dem Kreisprofil möglichst anzupassen und um beim Ausschalen die Beschädigung der Bretter auf ein Minimum zu beschränken (Abb. 20). Durchschnittlich wurden die Schalbretter sechs- bis achtmal

verwendet. Vor Betonierung der Ulmen wurde die radiale Anschlußfuge an die Sohle gründlich gereinigt. — Die Firstbetonierung geschah auf versteiften Eisenblechtafeln, von 0,60 m Länge und 1,00 m Breite, die quer auf die Ramenaten verlegt wurden. Das Ausstampfen der Firste geschah „vor Kopf" stets durch die gleichen Leute, denen man eine be-

Abb. 20. Stollenbetonierung. Zweiteilige eiserne Lehrbogen mit Holzverschalung. Im Scheitel Blechtafeln, quer verlegt für Gewölbeschluß.

sondere Stundenzulage gewährte, um sich ein sorgsames Arbeiten zu sichern. Bei der Verwendung von 1 m breiten Kopfblechen als Schalung für den Gewölbeschluß hatte man den Vorteil, daß in dem 1 m breiten Scheitelschlitz noch zwei Mann gleichzeitig arbeiten konnten; es war aber auch der Nachteil damit verbunden, daß der Gewölbeschluß durch das Eisenblech eine sehr glatte Oberfläche erhielt, die wieder aufgerauht werden mußte, damit der aufzubringende Verputz gut haften konnte. In die Firste wurden beim Betonieren alle 2 m — und zwar rechts und links gegeneinander versetzte, einzöllige Rohrstutzen mit Gewinde für die Hinterspritzung eingesetzt, die bis dicht an den Felsen reichten. Die Ringbetonierung geschah gleichzeitig in mehreren örtlich getrennten Partien. Trafen zwei von zwei Seiten kommende Partien zusammen, so war in der Scheitelbetonierung ein Kunstschluß notwendig. Dieser wurde mittels Eisentorkret ausgeführt, indem je zwei Lagen mit Rundhaken versehene Rundeisen in der Längs- und Querrichtung in den übriggebliebenen Hohlraum, den man nicht ausstampfen konnte, eingelegt und der Raum mittels mehrerer aufgebrachter Torkretlagen ausgefüllt wurde (Abb. 21 u. 22). Bei den



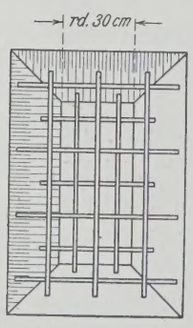


Abb. 21. Gewölbekunstschluß.

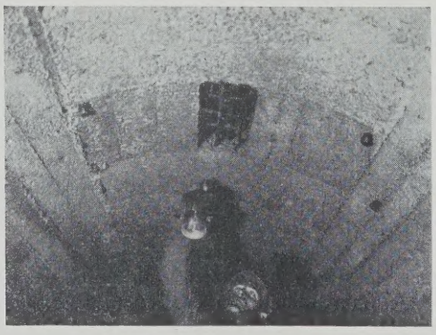


Abb. 22. Gewölbekunstschluß mit Rohrstutzen für Mörteleinpressung.

Arbeitsfugen der einzelnen betonierten Stollenrohrstücke suchte man durch keilförmige Aussparungen im Beton und einbetonierte Verbandeisen einen gegenseitigen innigen Anschluß der beiden Rohrkörper aneinander zu erreichen. Der Betonierung wurde größte Sorgfalt zugewendet; besonders wurde auf gründliches Stampfen und damit dichten Anschluß des Betons an den Felsen geachtet, um Hohlräume zwischen Beton und Gestein zu vermeiden. Vor allem in den nicht bewehrten Stollenstrecken könnten Hohlräume ein Reißen der Röhre und damit Wasserverluste herbeiführen. Das Ausschalen geschah nicht vor vier, im allgemeinen erst nach sechs Tagen, je nach Bedarf an Lehrbogen für die Weiterarbeit. Das Mischgut wurde in hölzernen Kastenwagen von 0,6 m^3 Fassungsvermögen gefördert; die Seitenwände waren abnehmbar angeordnet und der Boden des Kastens satteldachförmig überhöht, um das Entladen in dem engen Stollen zu erleichtern. Diese Wagen hatten den weiteren Vorteil, daß sie für den Durchgangsverkehr kein zu großes Hindernis bedeuteten. Gearbeitet wurde in zwei Schichten zu je zehn Arbeitsstunden. Die mittlere Leistung beim Ringbetonieren war 6 bis 7 lfd. m zu 1,5 bis 1,8 m^3 (ohne Sohle) für eine Schicht und Arbeitspartie; es entfielen auf 1 m^3 Ring-Beton rd. 22 bis 28 Arbeitsstunden je nach Profil und Förderweite (Lehrbogen aufstellen, Schalen, Mischmaschine, Schotter- und Betonzufuhr und Betonieren). Die Belegschaft einer Schicht für sämtliche, zum Betonieren notwendigen Arbeiten bestand insgesamt aus durchschnittlich 25 Mann.

Vor Aufbringen des Verputzes wurde die Stollenröhre gereinigt, die an den Ulmen hängenden, von der Schalung herrührenden Holzteilchen entfernt und wo notwendig der Beton aufgerauht. Der $1^1/_2$ bis 2 cm starke Verputz wurde mit dreimaligem Bewurf aufgebracht: Rauher Bewurf 1 : 3, Korngröße bis zu 5 mm; feiner Bewurf 1 : 2, Korngröße bis zu 2 mm; Glattstrich 1 : 1 feinst gesiebt mit Zementeinschliff. Da der Herbst 1924, als die Verputzarbeiten vorgenommen wurden, sehr niederschlagreich war, war der Andrang des Bergwassers, das durch den Betonring drückte, zum Teil sehr erheblich. Man war deshalb gezwungen, den Ring vor dem Verputzen zu drainieren. Die Sickerstellen und Wasseradern wurden in zu flachen Röhrchen umgebogenen Blechstreifen gefaßt, die entlang der Wandung des Betonrings mit der aufgeschlitzten Längsseite gegen das Fleisch des Betons eingelassen wurden, so daß das Wasser sich im Röhrchen sammeln konnte. Mehrere solche benachbarte Röhrchen wurden dann zusammengezogen und in die Stollendrainage geleitet. Es glückte damit, den Hauptteil des Sickerwassers abzuführen. Nicht beseitigen konnte man jedoch die zahlreichen unter dem Druck des Bergwassers stehenden Schweißstellen, auf denen normaler Verputz nicht haften blieb. Man entschloß sich deshalb, dem Putzmörtel Soda zuzusetzen, um ein rascheres Abbinden zu erreichen. Unter Verwendung alter Karbidtrommeln zum Erwärmen wurden auf 90 l kochendes Wasser 20 kg Soda beigegeben; mit dieser Lauge wurde der Mörtel angemacht. In weniger nassen Strecken wurde die Sodalösung noch mit 50% kaltem Wasser verdünnt. Der Erfolg war befriedigend; Ausbesserungsarbeiten an bereits verputzten Strecken, wo das Druckwasser wieder nachdrang, mußten jedoch trotzdem des öfteren noch vorgenommen werden; und zwar waren solche Stellen, die meist sehr nahe beisammen lagen, dann teilweise schwierig zu bewältigen. Man drainierte sie durch Einsetzen etwa fingerstarker 15 cm langer Röhrchen aus gerolltem Blech in die Stollenleibung; die Röhrchen entwässerten unmittelbar in den Stollenraum. Hierauf konnte der Putz rings um die Röhrchen mit rasch bindendem Mörtel aufgebracht werden. So drainierte Stollenstrecken hatten zum Teil ein Aussehen wie die Haut eines Igels mit hochgestellten Stacheln. Nach Abbinden des Putzes wurden die Röhrchen abgezwickt und durch Zusammenklemmen der Öffnung, die in die Stollenleibung gedrückt wurde, geschlossen. Über die ganze Fläche wurde dann der Glattstrich aufgezogen. Dieses Vorgehen hat sich bewährt, erforderte jedoch bei der Durchführung viel Geduld und Ausdauer. Die Verputzarbeiten waren in Akkord vergeben; der Arbeitsaufwand für 1 m^2 betrug 0,8 bis 1,3 Stunden im Durchschnitt (ohne Drainieren) je nach Feuchtigkeit der Wandung. Aus verkehrstechnischen Gründen wurde der Putz zuerst an Ulmen und Firste aufgebracht, übergreifend auf die vom Betonieren der Sohle und des Ringes herrührende Arbeitsfuge und erst zum Schluß der Sohlenputz eingezogen.

Rund 23% des Stollens mußten mit einer Spiralbewehrung versehen werden. Die Bewehrung wurde für einen Innendruck von 1,5 at entsprechend der höchsten Wasserspiegelhöhe im Stausee bemessen; unter Berücksichtigung jedoch des etwaigen späteren Anschlusses des aufgestauten Hintersees an den Betriebstollen bewehrte man 108 m Stollen für 4 at Druck, und zwar an den Stellen, wo die Verstärkung später mit besonders großen Mehrkosten verbunden wäre (Abb. 18 u. 19). Bei Berechnung der Bewehrung ließ man eine Eisenbeanspruchung bis zu 1800 kg/cm^2 zu. Die Spiralbewehrung für 1,5 at besteht aus Rundeisen 10 mm Durchm, im Abstand von 8 cm, alle 26,6 cm ein Verteilungseisen 8 mm Durchm.; die Bewehrung für 4 at aus Rundeisen 18 mm Durchm. im Abstand von je 10 cm, alle 27 cm ein Verteilungseisen 8 mm Durchm. Das Walzwerk Grödig bei Salzburg stellte auf Bestellung die erforderlichen Rundeisen in Längen von 25 bis 30 m her und führte auch das Biegen der Spiralen auf seinem Werkplatz aus; die Eisen mußten an der Baustelle also nur noch mit Rundhaken versehen werden.

Die zu bewehrenden Stollenstrecken erhielten zunächst einen Stampfbetonring wie oben beschrieben, der aber einen um 9 bezw. 12 cm größeren lichten Durchmesser, je nach Stärke der einzubringenden Bewehrung hatte. Um den Transport der Spiralen im betonierten Stollen zu erleichtern, wurden sie vorher auf einen etwas kleineren Durchmesser der Spirale

Abb. 23. Verlegte Spiralbewehrung.

zusammengedreht und so gebunden. Das Einbringen der Bewehrung geschah mit Hilfe der eisernen Lehrbogen als Abstützung für die Verteilungseisen, die noch mit Stahlhaken am Beton befestigt wurden; die Spiralen befestigte man mittels Bindedrahtes an den Verteilungseisen. Die Enden der mit Rundhaken versehenen Spiralen ließ man bei 10 mm Durchm. bis 80 cm, bei 18 mm Durchm. bis 140 cm übereinandergreifen, wobei die Ebene der Rundhaken in die Umfassungsfläche der Stollenschale gedreht war. Die so bewehrten Strecken (Abb. 23) wurden 4,5 bezw. 6 cm stark torkretiert mit Apparaten Nr. 1 der Torkretgesellschaft Berlin. Das Mischungsverhältnis war 1 : 3, Korngröße bis 6 mm. Das Anschießen geschah unter 2,5 at Düsendruck. Zuerst wurde jeweils die Stollensohle torkretiert; man sparte sich dadurch das zeitraubende und schwierige Entfernen des Rückprallsandes aus der Bewehrung in der Sohle, der bei Torkretierung der Ulmen und Firste anfällt und vor Beschießung der Sohle hätte entfernt werden müssen. Dann schloß sich von unten nach oben die Ringtorkretierung an. Die Menge des Rückprallsandes schwankte zwischen 20 und 40 % des Mischgutes je nach dessen Sandzusammensetzung. Das Aufbringen des Torkrets geschah in Lagen von etwa 2 cm Stärke; bei dickerem Auftragen fiel die Schicht zum Teil durch ihr Eigengewicht wieder ab; aus demselben Grunde

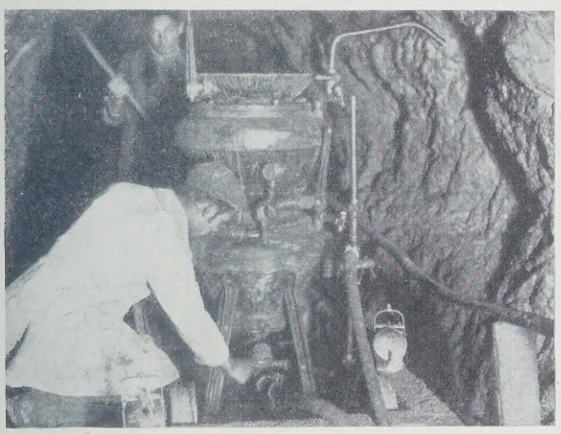


Abb. 24a. Mörtelhinterpressung mit Injektionsapparat (System Torkretgesellschaft).

durften auch auf alte Schichten nicht zu früh neue aufgeschossen werden Der Torkretierung im Stollen mußte besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden, damit die Arbeit einwandfrei ausgeführt wurde, besonders beim Hinterspritzen der Bewehrungseisen, das in schräger Richtung von der Seite zu geschehen hatte Der Arbeitsfortschritt in zehnstündiger Arbeitschicht betrug durchschnittlich 10 lfd. m; bei besonders nassen Stellen wurde etwas länger gebraucht, da die Torkretschichten nur zu leicht wieder abrutschten; hier hat die Verwendung bezw. Beimengung von Soda in das Mischgut ebenfalls gute Dienste geleistet. Auch die torkretierten Stollenstrecken wurden nachträglich zur Verminderung der Reibungsverluste mit einem Glattstrich versehen.

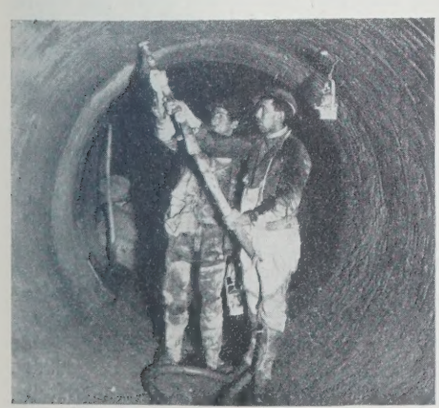


Abb. 24b.

Der Druckstollen wurde zum Schluß auf seine gesamte Länge durch die beim Betonieren eingelegten Rohrstutzen hinterspritzt, um einen sicheren Anschluß zwischen Gebirge und Stampfbeton zu erhalten (Abb. 24a und 24b). Die Hinterspritzung mit dünnflüssiger Zementmilch wurde mit Hilfe eines Injektionsapparates der Torkretgesellschaft Berlin unter 3 bis 5 at Druck ausgeführt. Es wurde jedes Loch so lange injiziert, bis die eingepreßte Zementmilch bei den Nachbarlöchern herauslief. Bei großer Zementmilchaufnahme — und zwar in der Regel bei einer Aufnahme von über sieben Sack Zement für ein Injektionsrohr — wurde der Milch im Verhältnis 1 : 2 Sand von einer Korngröße bis 1 mm beigemengt. Die Aufnahmefähigkeit der einzelnen Löcher war sehr verschieden; teilweise wurden bis fast 40 Sack Zement für ein Loch gebraucht, während andere

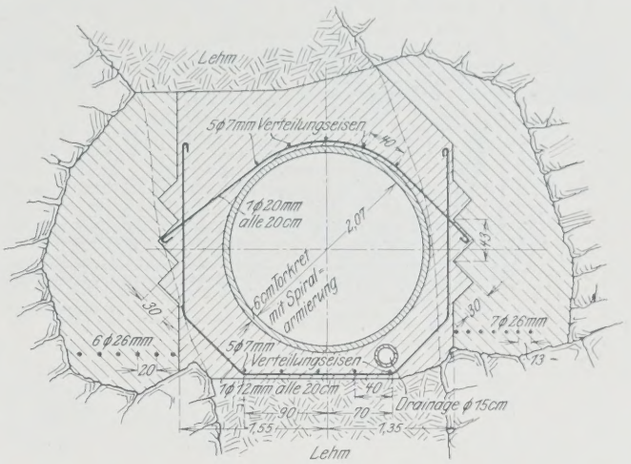


Abb. 25. Stollenüberbrückung in der Lehmlasse (Querschnitt).

Stellen wiederum fast nichts aufnahmen. Es zeigte sich, daß der aus Stollenausbruchmaterial hergestellte Beton erheblich mehr Zementmilch aufnahm als der aus Bachkies hergestellte. Der Durchschnittsverbrauch eines Injektionsrohrs war 0,7 Sack Portlandzement. Da nur ein Injektionsapparat zur Verfügung stand, die Hinterspritzungsarbeit mit nur einer Maschine jedoch im Hinblick auf den Bautermin zu langsam vorwärts schritt, entschloß man sich zum einstweiligen Umbau von Torkretapparaten zu Injektionsapparaten. Die Umstellung konnte innerhalb sechs Stunden vorgenommen werden; diese umgeänderten Maschinen hatten eine bessere Durchschnittsleistung wie der Injektionsapparat selbst, da hierbei weniger Störungen zu verzeichnen waren. Nach der Hinterspritzung wurden die mit Gewinde versehenen Injektionsrohre durch Aufschrauben von Kappen verschlossen und die Kappen zugeputzt.

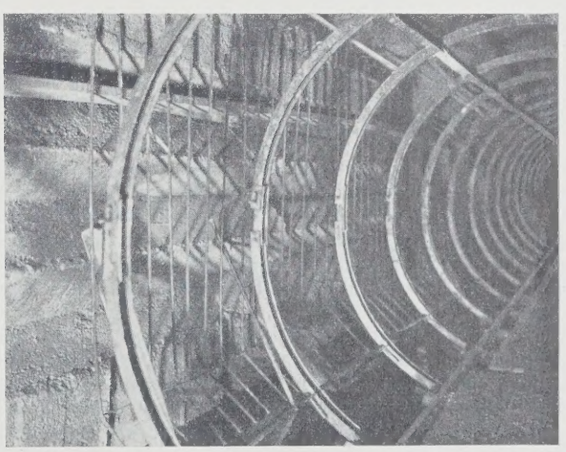


Abb. 26. Stollenüberbrückung in der Lehmlasse (Ansicht des linken Auflagerträgers für die Stollenröhre).

Auf rd. 10 m Länge im Stollen „Gretel rechts“ führt die Stollenröhre durch eine Lehmlasse, eine Furche im Gebirge, die vom Tag herabreicht und vom Stollenniveau aus unbestimmt in die Tiefe geht. Dieser Lehmeinbruch lief unter Einwirkung der Niederschläge mit der Zeit zum Teil aus; der Wasserandrang von oben war verhältnismäßig groß. Während der Betonarbeiten beim Einsetzen der Tragkonstruktion für die eigentliche Stollenröhre mußten deshalb Pumpen zur Wasserhaltung aufgestellt werden. Die Furche schneidet den Stollen nicht senkrecht, sondern schief und spitzwinklig zur Achse. Deshalb wählte man folgende Art der Überbrückung (Abb. 25): Die vom Vortrieb her vorhandene Zimmerung wurde

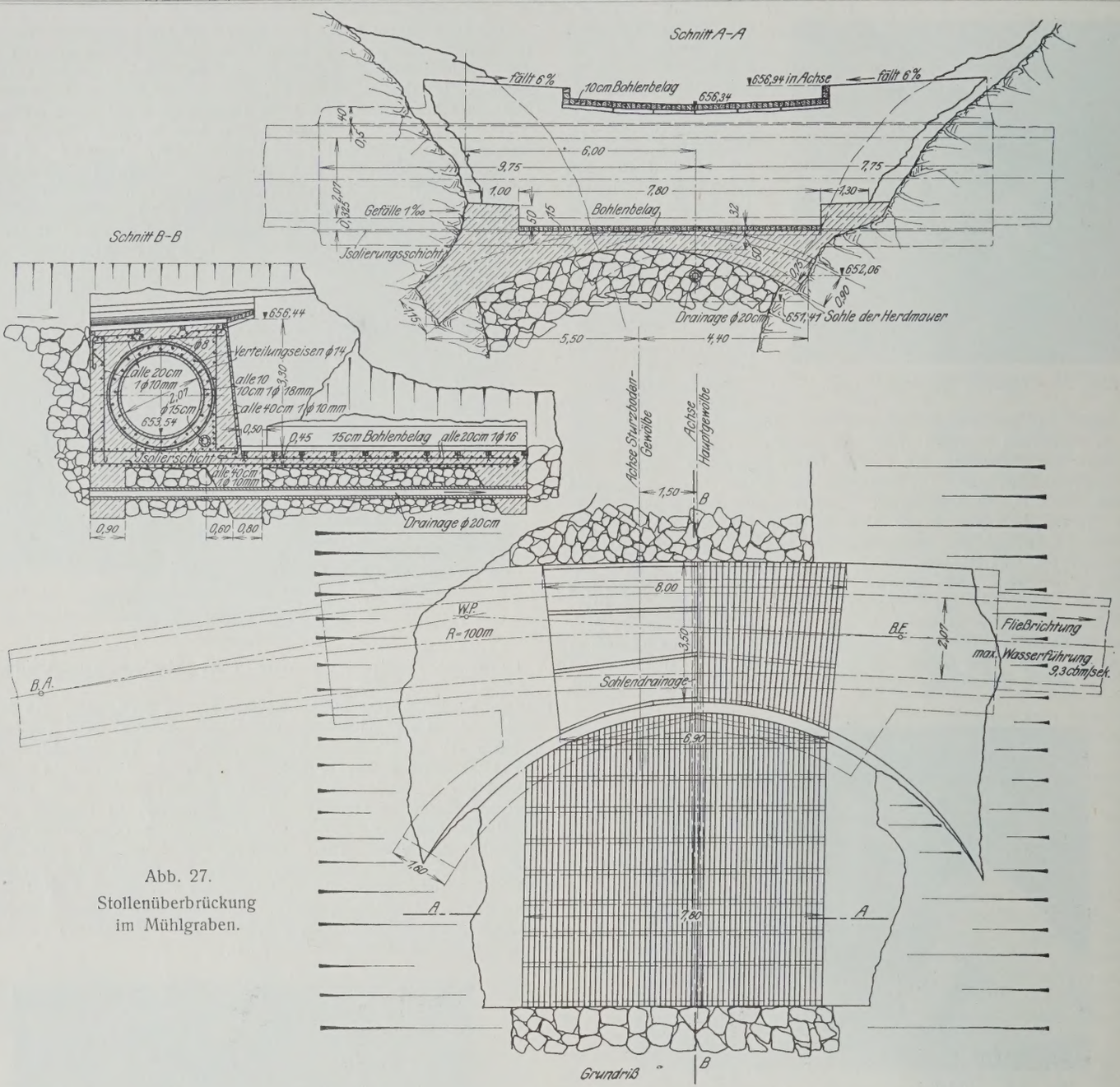


Abb. 27.
Stollenüberbrückung im Mühlgraben.

ausgebaut und eine entsprechend höhere Verzimmerung der Lehmlasse vorgenommen, um ungestört arbeiten zu können. Rechts und links des Stollens vor und hinter der Lasse wurden Nischen aus dem Gestein ausgesprengt und hiernach, indem man die Nischen als Auflager benutzte, die Tragkonstruktion für die Röhre und ihre Auflast eingebracht. Diese Tragkonstruktion besteht auf der rechten Stollenseite aus einem in der Höhe der Stollenröhre gelagerten, bis zu 4 m hohen Eisenbetonträger von rund 14 m Länge, den man satt an den Felsen anbetonierte; bei der Kreuzung mit der dominierenden Furchenebene gestattete die vielgestaltige Felskonfiguration, daß diesem Träger durch einen aus fünf I 30 bestehenden, quer zur Stollenachse gespannten Unterzug eine Mittelstütze gegeben wurde. Die Auflager für diesen Unterzug wurden rechts und links des Stollens aus dem Felsen ausgesprengt.

Beim linkseitigen Träger (Abb. 26) war zur Überbrückung der in die Tiefe reichenden Furche nur eine Ausbildung von 4 m Spannweite notwendig.

Beide Träger wurden gleich hoch (zwischen 2,50 m und 4,00 m) ausgeführt. Ihre Höhe und Stärke waren gegeben durch die Felsbegrenzung der Höhle, die sich nach Räumung der angefahrenen Moräne ergab. Der linke Träger wurde mit 6 R.-E. 26 mm Durchm., der rechte mit 7 R.-E. 26 mm Durchm. unten und 10 R.-E. 26 mm Durchm. oben (über der durch den Unterzug gegebenen Stütze) bewehrt. Die stollenseitige Begrenzung der beiden Träger war in Sägezähnen abgetreppt, die als Auflagerflächen für das Stollengewölbe dienten. Da Sohle und Ulmen der Betonröhre einheitlich (mit 5 R.-E. 12 mm Durchm. je lfd. m) bewehrt in dieses Gewölbe hinaufgehängt wurden, stellt die ganze Lösung eine Rohrbrücke dar, deren Tragwerk Rechteckbalken sind, zwischen denen das Rohr sozusagen eingeklemmt ist. Die Rechteckbalken sind natürlich unregelmäßig begrenzt, weil ihr Beton gleichzeitig Füllbeton bis zu den Ulmen der freigelegten Höhle ist.

Das Stollengewölbe wurde für den äußeren Druck bewehrt, und zwar mit 5 R.-E. 20 mm Durchm. f. 1 m. Die fertig betonierte Stollenröhre bekam eine bereits beschriebene 6 cm starke Eisengunithaut für 4 at Innendruck. Die Drainage wurde wie beim normalen Stollenprofil durch das Objekt durchgeleitet. Um eine satte Verbindung zwischen den seitlichen Widerlagern und der Stollenröhre zu erreichen, wurde in die Arbeitsfugen Zementmilch unter 5 at Druck eingepreßt.

Eine bei der Ausführung des Stollens besondere Sorgfalt erheischende Arbeit war die Herstellung des sogenannten Mühlgrabenobjekts, das die Überführung der Stollenröhre über eine tiefe rd. 8 m breite bis zur Höhe der Stollensohle mit grobem Geröll angefüllte Wildbachschlucht bewerkstelligt (Abb. 27). Man entschloß sich, die zur Überbrückung der Schlucht notwendige Tragkonstruktion von der Stollenröhre vollständig zu trennen. Die Tragkonstruktion besteht aus einem 10 m weit gespannten Eisenbetongewölbe, dessen Auflager im gewachsenen Felsen ausgespitzt wurden; dieses Sohlengewölbe bildet (im Schnitte senkrecht zur Stollenachse betrachtet) die untere Seite eines Eisenbetonrahmens, der die Stollenröhre in sich einschließt. Die bachabwärts liegende Seite dieses Rahmens wurde als lotrecht stehendes Gewölbe, das in den Felsen einbindet, ausgebildet, um die ganze Konstruktion gegen die Wasser- und Geschiebeführung des Wildbaches abzustützen. Die Rücken- und Absturzwand des Objektes wurden mit zweimaligem Goudronanstrich versehen. Das Bachbett ober-

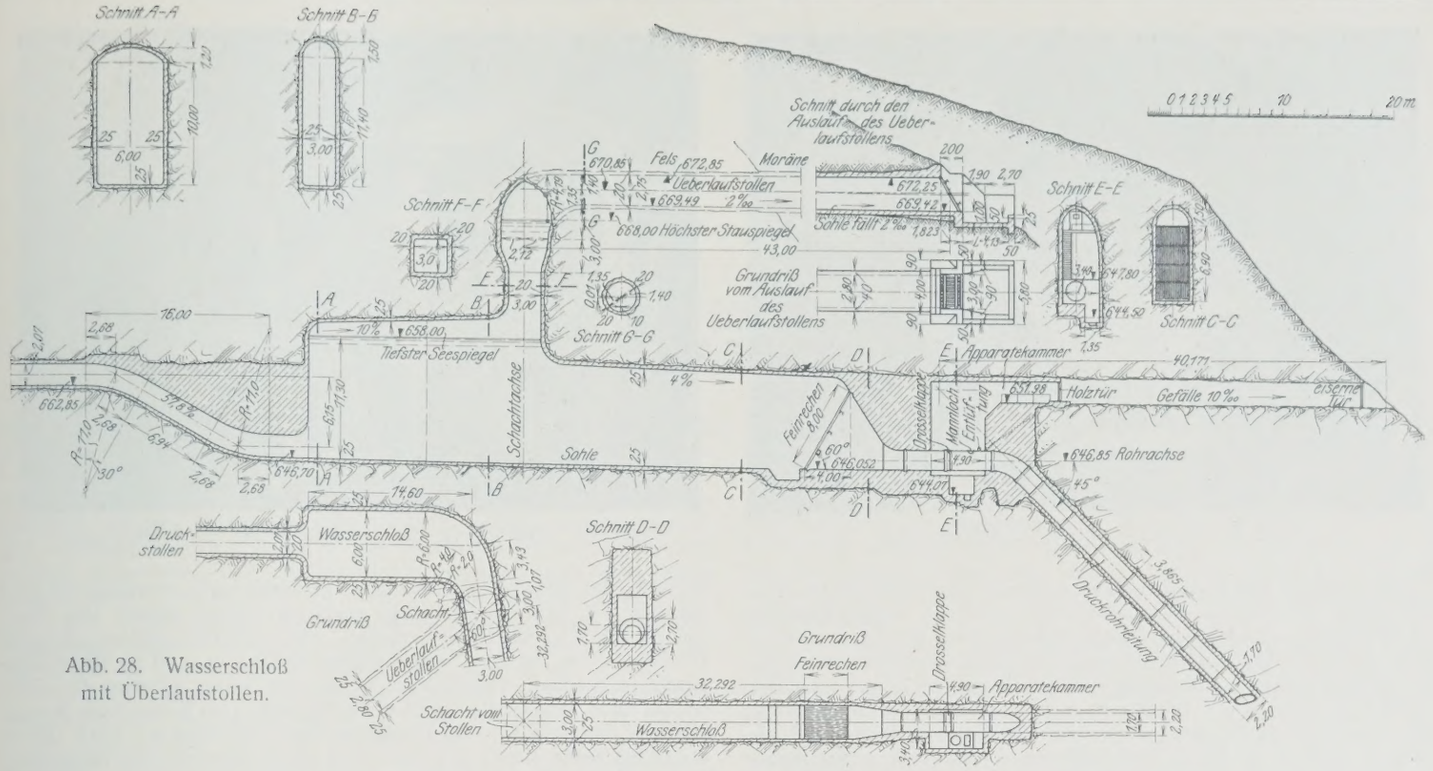


Abb. 28. Wasserschloß mit Überlaufstollen.

halb der eingebauten Überbrückung hat sich in kürzester Zeit bis zur Überfallschwelle mit Geröll angefüllt, so daß das Objekt, ähnlich wie bei Wildbachverbauungen, als Absturzschwelle für den Bach dient. Der Überlaufboden auf der Rahmenkonstruktion sowie der Absturzboden wurden je mit einem 10 bezw. 15 cm starken, auswechselbaren Belag aus durchtränkten Lärchenbohlen belegt. Die Stollenröhre selbst wurde erst nach vollständiger Fertigstellung der Tragkonstruktion eingebracht; sie ist gegen letztere durch eine Ruberoideinlage isoliert. Die Röhre erhielt eine Stärke von 32,5 cm mit Innen- und Außenspiralbewehrung; die äußere Bewehrung besteht aus 18-mm-R.-E. im Abstande von 10 cm mit 14-mm-Verteilungseisen und wurde normal einbetoniert; das Mischungsverhältnis betrug 350 kg Zement auf 1 m³ Festbeton. Die Innenbewehrung, ebenfalls 18 mm Durchm. alle 10 cm, wurde nach Ausschalung der Röhre eingebracht und 6 cm stark eintorkretiert. Die Stollendrainage führte man neben der Röhre durch das Bauwerk durch. Da durch diese Bauausführung eine gleichmäßige Temperatur der Stollenröhre gewährleistet erschien, wurden Dehnungsfugen nicht vorgesehen. Nachträgliche Untersuchungen haben diese Annahme bestätigt.

Die Stollendrainagen wurden durch den Fensterstollen im Kalten Graben und durch den Stollen „Wally“ in einer 40×40-cm-Betonrinne, die mit durchtränkten Holzdielen abgedeckt ist, ins Freie geführt, so daß ständige Beobachtung möglich ist. Die während des Baues in das Wasserschloß ausmündende, sowie die in den späteren Stauraum entwässernde Drainage wurden zugestopft. — Gegen die Fenster wurde die Stollenröhre durch einen mindestens 2,50 m starken Betonklotz abgeschlossen. Während des Baues der Fensterabschlüsse war man natürlich bemüht, den Verkehr sowohl von Personen wie Materialien durch ein 1,20 m hohes, 60 cm breites Schlupfloch noch längstmöglich freizuhalten; diese keilförmigen Schlupflöcher in den Abschlußklötzen wurden kurz vor der Bewehrung bezw. Gunitierung des Stollens an jenen Stollen zubetoniert, und in die Arbeitsfugen Zementmilch eingespritzt. Das Fensterstollenmundloch schloß man mittels einer 30 cm starken Betonwand ab; für die Ausmündung der Drainage wurde eine 50×50 cm große Öffnung mit versperrbarem Gittertürchen freigelassen; durch diese Öffnung ist der Zutritt in den Fensterstollen möglich.

Nach der Probefüllung des Stollens zeigte sich, daß Teile des Verputzes an einigen nicht torkretierten, nassen Stellen der Stollenröhre, besonders beim Anschluß zwischen Ringputz und Sohlenputz abblätterten und durch diese Stellen Bergwasser in den Stollen hereindrückte. Diese Stellen wurden mittels Blechröhrchen drainiert und der Putz mit raschbindendem Mörtel — wie bereits beschrieben — erneuert. Bei den folgenden Probefüllungen sind keine Verletzungen des Putzes mehr aufgetreten. Ausgezeichnet erwiesen sich die torkretierten Flächen; selbst an den nassesten Stellen war keinerlei Beschädigung wahrzunehmen.

Wasserschloß.

Das Wasserschloß mußte aus dem Felsen ausgesprengt werden. Es besteht aus zwei ausbetonierten, fast rechtwinklig hintereinander liegenden Kammern, von denen die dem Stollen zugekehrte eine Breite von 6,00 m, eine Länge von 14,60 m und eine mittlere Höhe von 13 m hat; die daran anschließende Kammer ist bei einer mittleren Höhe von 8,5 m 3 m breit und 32,30 m lang (Abb. 28). Das Fassungsvermögen des Wasserschlosses beträgt 2300 m³. Am Knickpunkt beider Kammern ist ein Ausgleich- bezw. Entlastungsschacht mit Überlaufstollen angeordnet. Dieser Schacht hat eine lichte Weite von 3,0×3,0 m und erweitert sich allmählich unter Übergang vom quadratischen zum kreisförmigen Querschnitt bis zu seiner Einmündung in den Überlaufstollen. Die Höhe des Schachtes von Oberkante Wasserschloß bis zur Sohle des Überlaufstollens beträgt 9 m. Um Luftschläge bei Spiegelschwankungen auszuschließen, gab man der First der breiten Kammer eine Steigung von 10%, der First der schmalen Kammer eine solche von 4% gegen den Ausgleichschacht. Das Sohlengefälle des Wasserschlosses vom Stolleneinlauf bis zum Feinrechen vor der Einmündung in die Druckrohrleitung beträgt 14‰. Der 8 m hohe und 3 m breite, unter 60° geneigte Feinrechen besteht aus vier Tafeln 8 mm starker Flacheisen, die 60 mm breit sind; der lichte Stababstand ist 25 mm. Vor dem Feinrechen befindet sich ein 3 m breiter und 1 m tiefer Schlamm- und Sandfang. Der Zugang ins entleerte Wasserschloß kann entweder durch den Überlaufstollen und Ausgleichschacht mittels einbetonierter Steigeisen oder von der Apparatekammer aus durch ein Mannloch in der Rohrleitung geschehen. Es ist deshalb ein Rechenfeld des Feinrechens unterteilt und ein 80 cm breiter Teil leicht herausnehmbar angeordnet. Eine etwaige Räumung und Entfernung angesetzten Schlammes aus dem Sandfang findet durch den Überlaufstollen statt.

Die Sprengarbeiten im Wasserschloß wurden maschinell durchgeführt. Rund 3000 m³ Gestein wurden aus dem Felsen herausgesprengt. Die Aussprengung geschah in rd. 2 m starken Streifen in Wasserschloßbreite vom Druckschacht gegen den Stollen. Die Sprengarbeit war für Mineure und Schlepper insofern recht unangenehm, als man sehr unter Steinschlag zu leiden hatte. Das durch das Sprengen gelockerte Gestein in der First des hohen Doms bröckelte teilweise ab; wenn es auch verhältnismäßig kleine Stücke waren, so waren sie doch durch die große Fallhöhe gefährlich. Man rüstete deshalb die beschäftigten Arbeiter mit Stahlhelmen aus, was sich gut bewährte; dadurch ersparte man sich auch den Einbau eines Schutzgerüstes. Der Abtransport des Ausbruchmaterials geschah durch den Schrägschacht. Der Verkehr zum Wasserschloß fand durch einen rd. 35 m langen Fensterstollen statt. Da das Wasserschloß 6 m tiefer angelegt werden mußte, als anfänglich geplant (siehe Betriebstollen), mündete der Fensterstollen wie auch der Betriebstollen 6 m über der Sohle ins ausgesprengte Wasserschloß ein. Die für Materialtransporte wichtige Verbindung zwischen Fensterstollen und Betriebstollen wurde durch Einbau einer hölzernen Gerüstbrücke hergestellt. Diese blieb auch während der Betonierung stehen, um den Verkehr solange wie möglich aufrecht erhalten zu können. Es war deshalb die Tragkonstruktion für die Brücke nicht gegen die Sohle des Wasserschlosses abgestützt, sondern als Sprengwerk in die Seitenwände eingebühnt. Nach Betonierung des Wasserschlosses und Abtragung der Gerüstbrücke wurden deren Bühnenlöcher zubetoniert.

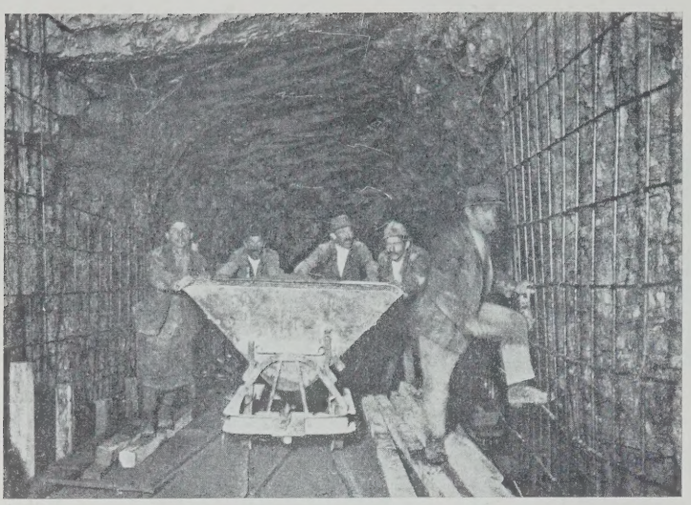


Abb. 29. Kreuzbewehrung im Wasserschloß.

Abb. 30. Schalung für die Firstbetonierung im Wasserschloß.

Wasserschloß und Ausgleichschacht erhielten eine 25 cm starke Betonverkleidung, die mit einer Kreuzbewehrung aus 14 mm starkem Rundeisen versehen wurde; die Maschenweite beträgt 32,5 cm (Abb. 29). Es wurden zuerst die Seitenwände, dann die First und Sohle betoniert. Die Kreuzbewehrung wurde mittels Maueranker an den Felsen angehängt. Zu diesem Zweck trieb man in das Gestein Bohrlöcher in einer durchschnittlichen Tiefe von 20 cm, in die die Anker, 5 mm starke Eisendrahtschlingen, einbetoniert wurden; an diesen Drahtschlingen wurde das Bewehrungsgitter befestigt. Diese Befestigungsart erwies sich um so zweckmäßiger, als sie weiterhin auch zur Befestigung der Betonschalung verwendet werden konnte, so daß deren Abstützung, die kostspielig und verkehrshindernd gewesen wäre, erspart wurde. Die Betonierung geschah etappenweise von unten nach oben mittels weichen Betons im Mischungsverhältnis 250 kg Zement für 1 m³ Festbeton. Die Firstbewehrung, die ebenfalls in den Felsen verhängt wurde, besteht aus 14 mm starken Trageisen in einer Entfernung von 16 cm voneinander, nebst Zulageisen 14 mm Durchm. im Gewölbeanlauf beim Übergang der Seitenwände in die Firste, sowie 5 mm starken Verteilungseisen. Das Einbringen der Trageisen in die Firste geschah schrittweise mit fortschreitender Betonierung, um ein ungehindertes Betonieren vor Kopf zu ermöglichen (Abb. 30). Die Holzschalung des Scheitelgewölbes war gegen die Gerüstbrücke abgestützt. Das gesamte Wasserschloß erhielt wie der Betriebstollen einen 2 cm starken Verputz, der nach Ausbau der Gerüstbrücke mittels eines Leitergerüstes aufgebracht wurde. In Ulmen und Firste waren einzöllige Rohrstutzen einbetoniert, durch die Zementmilch unter 3 bis 5 at Druck eingespritzt wurde, um einen satten Anschluß zwischen gewachsenem Fels und Beton zu gewährleisten.

Der 43 m lange Überlaufstollen hat Kreisprofil mit 2,8 m Durchm. Die First verläuft wagerecht, die Sohle fällt vom Ausgleichschacht zum Portal mit 2 ‰. Vor dem Portal ist ein Grobrechen aus Flacheisenstäben angebracht, um das Eindringen größerer Lebewesen in den Stollen zu verhindern. Der Überlaufstollen mündet in ein Tosbecken, von dem aus das etwa austretende Wasser in eine Wildbachschlucht abstürzt. — Der Vortrieb, der von Tag aus stattfand, gestaltete sich schwierig und ging langsam vor sich, da man die ersten 23 m auf keinen Fels kam, sondern Moräne durchfahren mußte, was schweren Einbau erforderte Die Betonierung der 20 m langen Felsstrecke, die eine 20 cm starke Ringauskleidung erhielt, machte keine besonderen Schwierigkeiten; der Beton wurde durch den Ausgleichschacht hochgezogen, die Betonierung geschah hinter Holzverschalung; die Lehrbogen waren ebenfalls aus Holz. Zuerst wurde die Sohle eingebracht, hierauf der Ring betoniert. Bei Betonierung in der Moränenstrecke wurde ebenfalls zuerst die bewehrte Sohle einbetoniert, wobei die Bewehrungseisen etwa 60 cm lang vorstanden, um in den später eingebrachten Ringbeton eingreifen zu können (Abb. 31 u. 32).

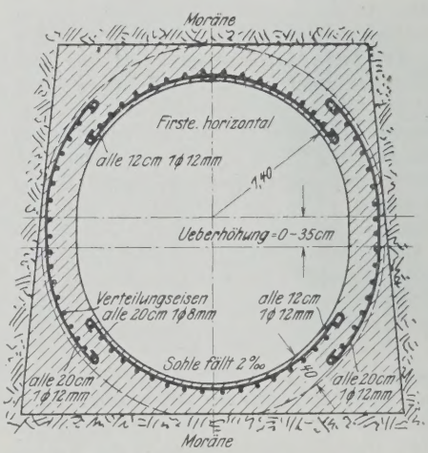


Abb. 32. Querschnitt des Überlaufstollens in der Moräne.

Der bewehrte Ring wurde abschnittweise in 0,80 bis 1,50 m breiten Streifen betoniert, je nach Entfernung der Zimmerböcke voneinander. Nach dem Abbinden der einzelnen Ringe wurde ausgeschalt, und die dazwischenstehenden Rundhölzer wurden ausgebaut; die Pfähle der Zimmerung verblieben. Hierauf folgte die Ausbetonierung der restlichen bis 40 cm breiten Ringstreifen. Die so betonierte Stollenröhre erhielt auf ihre ganze Länge einen 1,5 cm starken Verputz bis $^4/_5$ ihrer Höhe. Die theoretische Wandstärke der bewehrten Röhre in der Druckstrecke beträgt 40 cm; die Mischung 250 kg Zement für 1 m³ Festbeton. Die Bewehrung der Röhre in Sohle und Scheitel besteht aus 12-mm-R.-E. alle 12 cm mit Verteilungseisen von 8 mm Durchm. alle 20 cm, verlegt als Innenbewehrung; die Bewehrung in den Ulmen ist 1 R.-E. 12 mm alle 20 cm, mit Verteilungseisen von 8 mm Durchm. alle 20 cm, verlegt als Außenbewehrung.

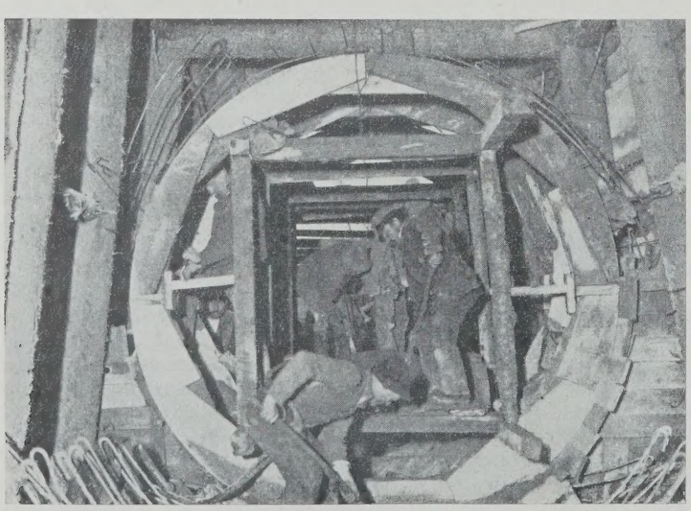


Abb. 31. Betonierung des Überlaufstollens.

Druckschacht.

In den ursprünglichen Entwurfsplänen war eine frei verlegte Rohrleitung vorgesehen.

Von der die Bauarbeiten ausführenden Bauunternehmung wurde 1920, als in Österreich die wirtschaftlichen Verhältnisse besonders auf dem Eisenmarkte immer ungünstiger wurden, der Vorschlag gemacht, die frei verlegte Rohrleitung durch einen Druckschacht zu ersetzen, den sie sich anbot dadurch billig herzustellen, daß sie, abweichend von den bis dahin üblichen Druckschachtausführungen, eine schwache Betonauskleidung mit dünnem Eisenblechfutter in dem ausgezeichneten Gestein für möglich und ausreichend erklärte. Während nämlich bei den früheren Druckschachtausführungen die Wandstärken der Rohre nur wenig kleiner als für frei verlegte Rohrleitungen gewählt wurden und der Zwischenraum zwischen Rohr und Fels so groß — etwa 60 cm — gehalten wurde, daß ein Mann darin den Füllbeton stampfen konnte, ging der neue Vorschlag dahin, die eiserne Rohrverkleidung für die Aufnahme des Wasserdrucks überhaupt nicht in Rechnung zu stellen, sondern sie in Mindeststärke, etwa 6 mm

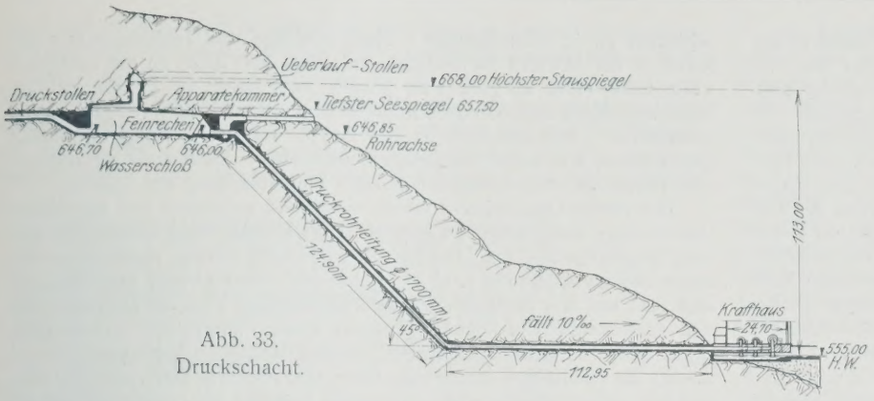


Abb. 33.
Druckschacht.

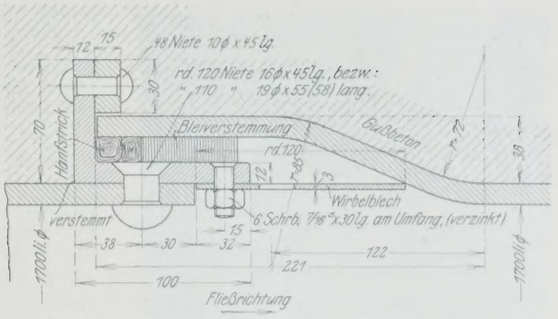


Abb. 34. Muffenausbildung der Rohre im Schrägschacht.

stark, als Dichtungshülle auszuführen und die Stärke des Betonfutters durch Verwendung von Gußbeton auf weniger als die Hälfte (25 cm) zu vermindern. Dadurch hätte sich eine bedeutende Ersparnis im Vergleich zur frei verlegten Rohrleitung ergeben, wenn die dem Kostenvergleich zugrunde gelegten Eisenpreise später nicht wesentlich gesunken wären. Der Vorschlag kam zur Durchführung, nur entschloß man sich in der zweiten Bauperiode, weil die Betriebswassermenge durch den Einbau größerer Maschineneinheiten im Krafthause sich erhöht hatte und die Eisenpreise sehr zurückgegangen waren, an Stelle einer schwachen Eisenblechauskleidung stärkere Rohre zu verwenden, die eine erhöhte Sicherheit bieten und die Einbauarbeit im Schrägschacht erleichtern.

Die Aussprengung des Druckschachtes (Abb. 33) geschah in der ersten Bauperiode, und zwar maschinell mit je zwei Ingersollhämmern BAR 33 an der Brust. Zuerst wurde der untere 112,95 m lange, 10 ‰ geneigte Schachtteil in dreischichtigem Betriebe vorgetrieben. Das Ausbruchprofil dieses unteren Teiles war kreisförmig mit 2,80 m Durchm. (Ausbruchfläche 6,2 m²) notwendig, damit rings um das später zentrisch eingebrachte Rohr genügend Platz für die Verteilung und Stampfung des Betons verblieb. Um das Einbringen des Betons zu erleichtern, wurde über dem Rohr in der First eine eselsrückenförmige Überhöhung ausgesprengt. Für die Ausbrucharbeit sind für 1 m³ gewachsenen Fels durchschnittlich aufgelaufen: 1,5 Kapo-, 3,6 Mineur-, 4,0 Schlepper-, 1,0 Schmiede- und 1,7 Maschinistenstunden.

Anschließend an den unteren Schachtteil fand der Ausbruch des unter 45° geneigten, rd. 125 m langen Schrägschachtes von unten nach oben statt. Das auszusprengende Kreisprofil hatte entsprechend dem oben Gesagten einen Durchmesser von nur 2,20 m (Ausbruchfläche 3,80 m²). Der durch den Schrägschacht abfallende Ausbruch wurde durch den unteren wagerechten Stollen abbefördert. Der Stundenaufwand für den Ausbruch betrug für 1 m³ gewachsenen Fels: 1,9 Kapo-, 6,5 Mineur-, 7,3 Schlepper-, 1,3 Schmiede- und 2,3 Maschinistenstunden. Der Ausbruch des oberen 11,60 m langen wagerechten Teiles des Druckschachtes wurde in der zweiten Bauperiode zusammen mit dem Wasserschloß ausgeführt.

Im oberen und unteren wagerechten Teil des Schachtes kamen Flanschenrohre von 170 cm Durchm., im Schrägschacht Muffenrohre mit Innenmuffen ebenfalls 170 cm l. W. zur Verlegung (Abb. 34). Die Wandstärke der Rohre beträgt oben 7 mm und steigt an der Ausmündung aus dem Schacht beim Übergang in die Verteilerleitung zu den Turbinen auf 25 mm an. Im oberen wagerechten Teil und Schrägschacht einschließlich des unteren Krümmers bestehen die Rohre aus S.-M.-Behälterblech; im unteren wagerechten Teil einschließlich Verteilerleitung und Anschlußstutzens für die Turbinen wurde Kesselblech dafür verwendet. Die Rohrschüsse hatten bei den Muffenrohren eine Länge von 3865 mm, bei den Flanschenrohren von 4850 mm. Die Rohre selbst waren genietet und verstemmt; bei den Muffenrohren ging beim Übergang in die Muffe die genietete Naht in eine Schweißnaht über. Sowohl im unteren wagerechten Teile der Leitung beim Übergang in die Verteilerleitung, wie bei der im Schrägschacht verlegten Leitung beim Übergang in den oberen wagerechten Rohrstrang mußten Paßstücke eingelegt werden, die an der Baustelle entsprechend geschnitten wurden. Die Druck- samt Verteilerleitung im Gewicht von rd. 200 000 kg wurde von der Firma Rohleder & Ehninger, Feuerbach bei Stuttgart, geliefert.

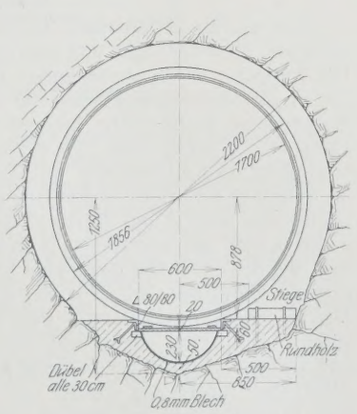


Abb. 35. Anordnung im Schrägschacht für Gußbeton- und Rohrbeförderung.

Vor Beginn der Montage der Rohre wurde im Schrägschacht die Sohle betoniert, um auf dieser ein genaues Einbringen der Muffenrohre in den Schacht zu gewährleisten. Im Abstande von 60 cm symmetrisch zur Schachtachse wurde in die Sohle je ein Winkeleisen 80 × 80 mm mit verschränkten Pratzen als Führungsleiste einbetoniert. Zwischen beiden Winkeleisen war eine halbkreisförmige Schüttrinne für den Beton mit 23 cm Halbmesser ausgespart und mit dünnem Blech ausgeschlagen (Abb. 35). Der Personenverkehr durch den Schacht nach dem Einbringen der Sohle fand auf Leitern statt, die an seitlich einbetonierten Rundeisenstücken befestigt waren.

Die Rohrmontage begann beim Winkelpunkte zwischen dem unteren wagerechten Teil des Schachtes und dem Schrägschacht. Dort wurde zuerst der Krümmer, hierauf das anschließende Muffenrohr im Schrägschacht und dann im unteren wagerechten Teil das nächstliegende Flanschenrohr eingebracht. Diese drei Stücke wurden nach Ausrichten und Verbindung miteinander in einen Klotz einbetoniert; damit lagen die Verlegungsachsen fest. Die mittels Stahlbürste von Blätterrost gereinigten Muffenrohre wurden nun einzeln von oben her eingebracht. Sie wurden von der Baustelle Krafthaus aus über den Schrägaufzug hochgezogen und kamen durch den Hilfsstollen ins Wasserschloß. Das Ablassen von der Gerüstbrücke auf die Wasserschloßsohle geschah in der breiteren Wasserschloßkammer mit Flaschenzügen. Auf einem Plattformwagen von 60 cm Spur wurden die Rohre dann bis zum Schrägschacht vorgeführt, worauf sie gleitend in den Schrägschacht auf den obenerwähnten einbetonierten Winkeleisen abgelassen wurden. Anfangs waren für dieses Experiment Gleitschuhe vorgesehen, die sich jedoch als unnötig erwiesen, ja sogar hindernd wirkten, da die Wagen öfter festsaßen. Man verzichtete deshalb auf die Schuhe und ließ die Rohre auf den Muffen in den Schacht gleiten. Das Ablassen (Abb. 36) geschah mittels einer im Wasserschloß aufgestellten Bauwinde mit Sicherheitsbremse. Die Gleitwinkeleisen rechts und links der Schüttrinne waren so verlegt, daß das abzulassende Rohr nach dem Einbringen bereits in der richtigen Lage sich befand und nur mittels kleiner Eisenkeile in die Achse zentriert werden mußte. Nach dem Zusammenstecken der Rohre folgte jeweils die Dichtung und Verstemmung der Innenmuffe mit Hanfstrick und Bleiwolle; das Verstemmen geschah zunächst nur vorläufig und wurde erst nach Einbetonierung des betreffenden Rohres und Erhärtung des Betons endgültig durchgeführt. Das Verkleidungsblech in der Schüttrinne wurde jeweils vor Einbringen eines jeden Rohres auf Rohrlänge ausgebaut. Nun wurde vom Wasserschloß aus durch die mit Holztafeln abgedeckte Schüttrinne der sehr plastische Beton eingebracht im Mischungsverhältnis 300 kg Zement auf 1 m³ Festbeton bei ausgesucht guter Kiessandmischung, durch die ein dichtes Gefüge des Betons gewährleistet war. Durch Versuche war vorher festgestellt worden, daß bei der gegebenen Neigung der Schüttrinne die Korngröße 20 mm nicht überschreiten dürfe, weil größere Steine dem fließenden Beton vorauseilten und so eine Entmischung des Betons bewirkten. Der Beton verteilte sich rings um das unter 45° liegende Rohr, das bis rd. 30 cm unter seinem oberen tieferliegenden Ende einbetoniert

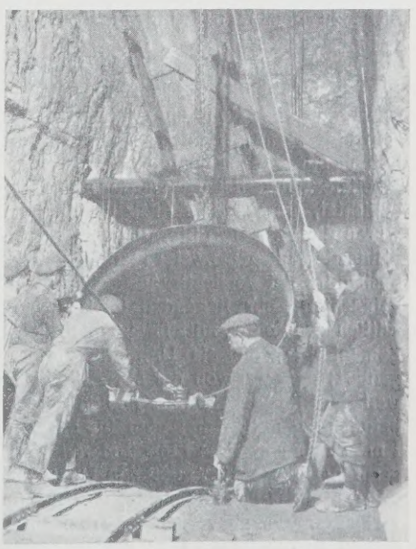


Abb. 36. Ablassen eines Muffenrohres in den Schrägschacht.

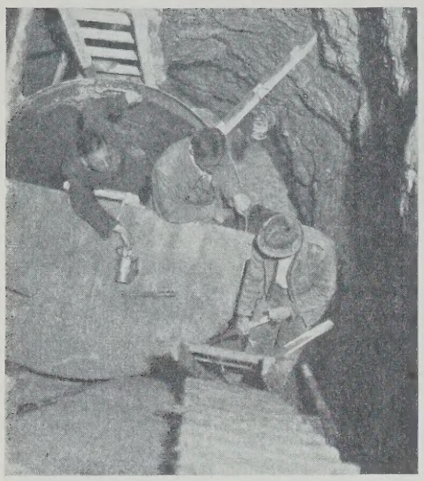


Abb. 37. Einbetonieren eines Muffenrohrs im Druck- (Schräg-) Schacht.

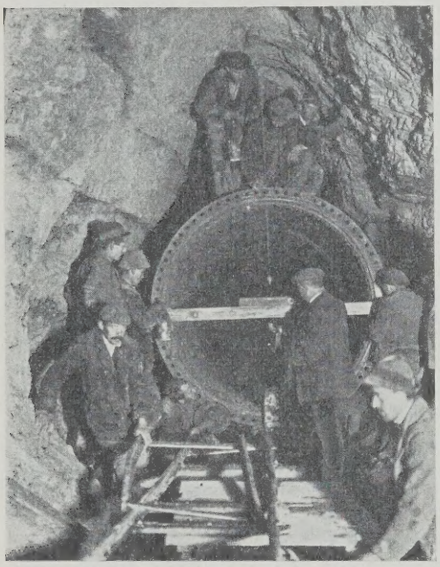


Abb. 38. Einbringen eines Flanschrohres in den unteren wagerechten Teil des Druckschachtes.

wurde; die Muffenverbindungen kreuzen also nirgends die durch das Betonieren entstandenen Arbeitsfugen. Zur Verhinderung der Bildung von Luftsäcken wurde mit langen Stangen während des Einfließens des Betons in den 25 cm starken auszufüllenden Raum zwischen Rohr und Fels kräftig in der Betonmasse gerührt (Abb. 37). Das Einbetonieren eines Rohrschusses dauerte fünf bis sechs Stunden je nach Ausbruchprofil; täglich wurde ein Rohr montiert und eingegossen. Das Einbringen und die Montage des nächstfolgenden Rohres sowie dessen Einbetonierung folgte erst am nächsten Tage, so daß der Beton Zeit hatte, über Nacht etwas zu erhärten. Im Innern der Rohre wurden rings um die Muffen nach dem Nachstemmen Wirbelbleche (dreiteilige Flacheisensegmente) angeschraubt, um größere Profiländerungen in der Leitung zu vermeiden.

Bei der Montage der Rohre konnte wegen des kleinen Ausbruchprofils des Schrägschachtes nur im Rohrinnern gearbeitet werden. Dies bedingte beim Zusammenstecken der Muffen der einzelnen Rohrschüsse mit geringerer Wandstärke, wenn sie nicht aufeinanderpaßten, z. B. durch den Transport trotz der eingekeilten Versteifungskreuze etwas verformt waren, oft mehrmaliges, zeitraubendes Hochziehen des betreffenden Rohres um etwa 80 cm, Ausbeulen bezw. Ausrichten der Muffe und Wiederablassen des Rohres. Die Montagearbeiten wurden auf in das Rohrinnere eingebauten Arbeitspodesten ausgeführt. Um die mit Nachstemmen usw. beschäftigten Leute durch herabfallende Steine u. dergl. nicht zu gefährden, wurde jedes eingebrachte Rohr mit einem Holzdeckel abgedeckt.

Das Einbringen der Flanschenrohre im unteren wagerechten Teil des Schachtes (Abb. 38) geschah ebenfalls auf einem 60 cm weiten Rollbahngleis. War das Rohr an seinem Bestimmungsort im Schacht angelangt, so wurde es ausgerichtet, mit Betonsteinen unterpackt und mit dem vorhergehenden Flanschenrohr verschraubt. Der mit Nut und Feder gearbeitete Winkelflansch wurde mittels in die Nut passender Bleibänder gedichtet, die vor dem Anziehen der Schrauben eingelegt wurden. Ferner wurde die schmale Rille, die nach dem Verschrauben durch das etwaige nichtsatte Anliegen zweier Flanschen wegen der Bleibandeinlage entstand, noch mit Blei vorsichtig ausgestemmt. Nach Ausbau des unter dem eingebrachten Rohr liegenden Gleises wurde die Verlegung der Drainage seitlich des Rohres mittels stumpfgestoßener, mit Sickerlöchern versehener Zementrohre, die als Umhüllung eine Steinpackung erhielten, durchgeführt; dies war von der Mitte dieses unteren Schachtteils ab notwendig, weil hier in der Sohle Quellen austraten. Hierauf begann die Einbetonierung mit Stampfbeton im Mischungsverhältnis 200 kg Zement auf 1 m³ Festbeton. Das Einbetonieren war insofern vereinfacht, als die ausgesprengte, eselsrückenförmige Überhöhung in der First des Schachtes bezw. Stollens es ermöglichte, das Betonmaterial mit Schubkarren auf dem verkeilten Rohr zu verteilen. Trotzdem nahm das Betonieren wegen des großen auszubetonierenden Raumes und der kleinen Arbeiterzahl, die angesetzt werden konnte, geraume Zeit in Anspruch. Das Einbringen, Montieren und Einbetonieren eines Flanschenrohres dauerte im Mittel drei Schichten zu je zehn Stunden. Nach Montage und Einbetonierung der Rohre in der hinteren Stollenhälfte entschloß man sich, da die Transportweite nicht mehr so groß war, jeweils zwei Rohre im Freien vor dem Stollenmundloch zusammenzuschrauben und mit beiden Rohren gemeinsam einzufahren. Der Anschluß an die bereits verlegte Leitung im Stollen ging ebenso, wie zuvor beschrieben, vonstatten. Man erreichte dadurch eine etwas raschere Montage und auch Einbetonierung der Leitung.

Der fertige Druckschacht wurde eingehend untersucht und abgeklopft. Dabei zeigte sich, daß an vielen Stellen das Rohr hohl klang. Da also trotz sorgfältigster Arbeit Hohlräume vorhanden waren, wurden einzelne dieser Stellen angebohrt und die Bohrlöcher mit Gewinde versehen, soweit dies bei den einzelnen Wandstärken möglich war, um ein Injektionsrohr einschrauben zu können. Hierauf wurde dünnflüssige Zementmilch unter 5 bis 6 at Druck eingepreßt. Dieses Verfahren hatte nur geringen Erfolg; die Hohlräume hinter dem Rohr waren derart klein, daß fast kein Material aufgenommen wurde; deshalb konnten mit Rücksicht auf die Dehnungsmöglichkeit des Eisens die Injektionen ohne Gefahr unterbleiben und die gebohrten Hinterspritzungslöcher mit Kupfernieten wieder verschlossen werden. Das Auftreten dieser kleinen Hohlräume erklärt sich durch das Schwinden des Betons; einen Einfluß mag auch bei den dünnwandigen Rohren die beim Abbinden des Betons erzeugte Wärme gehabt haben, die sich auch auf das Eisenrohr übertrug und dieses, wenn auch im geringen Maße, vorübergehend dehnte.

Die Flanschenrohre des oberen 11,60 m langen wagerechten Teils der Druckleitung wurden nach Fertigstellung des Schrägschachtes verlegt und einbetoniert. Dieses kurze Leitungsstück führt durch die Apparatekammer. In dieser ist eine Drosselklappe mit hydraulischem Fallgewichtsantrieb in die Rohrleitung eingebaut; ein selbsttätig wirkendes Luftventil übernimmt die Be- und Entlüftung der Rohrleitung; ein Mannloch gestattet das Einsteigen. Die Apparatekammer, die mit einem 2 cm starken Verputz versehen wurde, ist durch einen Hilfsstollen, den früheren Fensterstollen zum Wasserschloß, zugängig gemacht. Im Pumpensumpf der Apparatekammer sich sammelndes Schwitz- oder Sickerwasser wird durch eine selbsttätig angehende Pumpe durch den Hilfsstollen ins Freie befördert.

Der Übergang vom Wasserschloß in die Rohrleitung wurde trompetenförmig ausgebildet. Das in dem durchschnittlich 6 m starken Abschlußklotz zwischen Wasserschloß und Apparatekammer einbetonierte eiserne Trompetenrohr der Druckleitung war mit mehreren aufgenieteten Winkeleisenstücken versehen, um ein festes Sitzen im Beton zu erreichen. Bei der probeweisen Inbetriebnahme des Werkes zeigte sich diese Ausführung mit Winkeleisenstücken insofern als nicht ganz genügend, als Wasser aus dem Wasserschloß zwischen Rohr und Beton, wenn auch in geringer Menge, in die Apparatekammer eindrang. Injektionen von Zementmilch unter 5 bis 6 at Druck hinter das Rohr, das zu diesem Zweck an verschiedenen Stellen angebohrt wurde, brachten keine vollständige Dichtung. Jetzt, nach fast $1^1/_2$jährigem Betriebe des Werkes, hat sich die Apparatekammer jedoch durch den Sinterungsvorgang beim vollen Erhärten des Betons vollständig selbst gedichtet. Zweifellos wäre es vorteilhafter gewesen, auf das Trompetenrohr eng hintereinander liegende Winkeleisenringe aufzunieten, um dem Druck des Wassers zwischen Rohr und Beton einen möglichst widerstandsreichen Weg entgegenzustellen; man hätte in diesem Fall vielleicht sofort das Durchdringen von Druckwasser verhindert, sicher jedoch viel schneller eine Selbstdichtung erzielt.

Für die Montage der gesamten Druckrohr- und Verteilerleitung einschließlich Zutransport von der Baustelle Krafthaus fielen 20 271 Stunden an, d. h. durchschnittlich 308 Arbeitsstunden für ein Rohr, oder 0,10 Stunden je kg Leitung; für die Auskleidung brauchte man mit allen Nebenarbeiten 39 400 Stunden oder durchschnittlich 50 Stunden für 1 m³ Beton.

Krafthaus.

Das Krafthaus (Abb. 39 u. 40) gliedert sich in zwei Teile: das höher gehaltene Maschinenhaus und das rechtwinklig dazu angebaute Schalthaus mit Werkstatt sowie Verwaltungs- und Lagerräumen. In einem kleinen Anbau am Maschinenhaus sind die Aborte, Waschräume und ein Bad mit elektrischem Speicherofen untergebracht. Das Maschinenhaus hat bei einer lichten Breite von 12,7 m eine lichte Länge von 24,7 m und ist von Maschinenhausfußboden bis Dachfirst 23,15 m hoch; das Schalthaus ist außen 19,3 m breit, 25,5 m lang und 16,70 m hoch. Die beiden Schalträume von 5000 V und 25 000 V sind übereinander angeordnet; dahinter befinden sich die Transformatorenzellen, die in einen Gang münden, in dem die Schiebebühne untergebracht ist; letztere führt in die seitlich angebaute Werkstätte, die auch von der Maschinenhalle aus zugänglich ist. Maschinenhaus wie Schalthaus sind durch Eisenbetonkonstruktionen unterkellert. Die Keller dienen zum Teil der Aufnahme elektrischer Apparate und Leitungen, sowie als Zu- und Ableitungskanäle für die Frisch- bezw. Abluft der Generatoren. Unter den Turbinen im Maschinenhaus befindet sich der Rohrkanal, in dem die Verteilerleitung zu den Turbinen liegt; an die Verteilerleitung sind die Kühlwasserleitungen für die Aggregatlager usw. sowie eine Feuerlöschleitung angeschlossen. Der 3,8 m breite Turbinenkeller, in den die Saugrohre der Turbinen einmünden, hat eine

Länge von rd. 30 m und ist unter dem Rohrkanal angeordnet; er geht bei Verlassen des Krafthauses in den 4,5 m breiten Unterwasserkanal über.

Die Fundamente des Krafthauses, durch die Lage der Zentrale am steil abfallenden Felshang, der sich vom Wasserschloß herabzieht, bedingt, kamen teilweise auf Fels, teilweise auf Schotter zu stehen. In letzterem Fall mußte bis zu 8 m Tiefe ausgeschachtet werden, bis man auf tragfähigen Grund kam. Wegen der Lage der Baustelle am Wiestalstausee

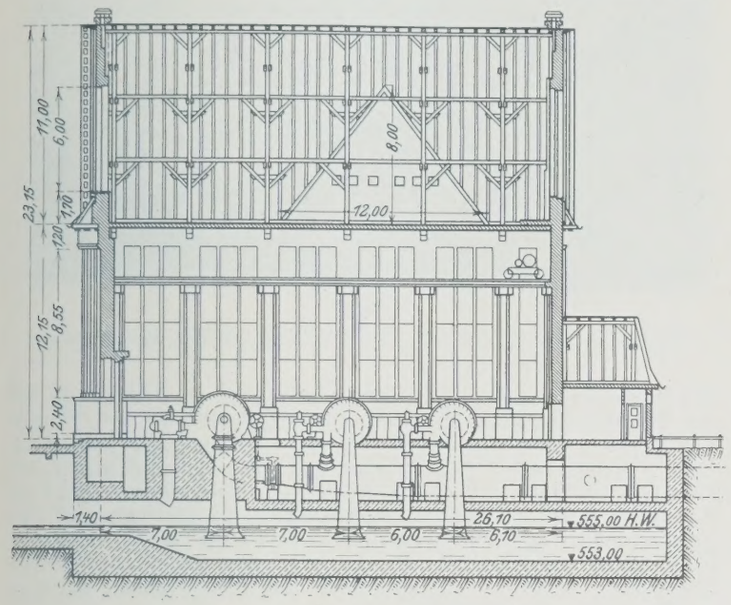


Abb. 39. Krafthaus. Schnitt durch die Maschinenhalle.

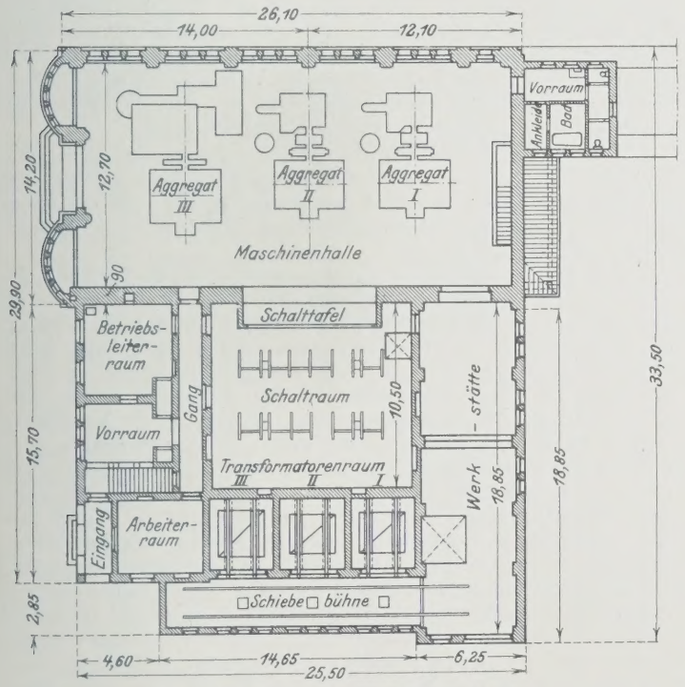
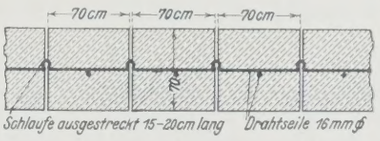


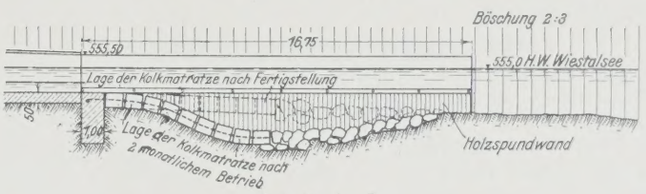
Abb. 40. Grundriß vom Erdgeschoß.

war ein Teil der Fundierungsarbeiten unter Wasserhaltung vorzunehmen. Um ein ungleichmäßiges Setzen der Fundamente zu verhindern, wurden ihre auf den Fels zu stehen kommenden Teile nicht unmittelbar auf diesen gegründet; es wurden in die betreffenden Felspartien wagerechte Auflagerflächen in Fundamentstärke ausgehauen, auf die Sand in rd. 20 cm Stärke aufgebracht wurde; die Sandpolster waren durch vorher errichtete, in Fundamentbreite voneinander entfernte Betonmauern gegen Ausweichen gesichert. Auf den Sandpolstern wurden nun die Fundamente hochbetoniert und dabei zwischen die Fundamente und die beiden Mauern zur Isolierung je eine Lage Dachpappe eingelegt, damit sich der Fundamentbeton mit dem Mauerbeton nicht verbinden konnte. Sicherheitshalber wurden in diese Fundamentteile und an den Übergangstellen dieser in die auf gewachsenem Schotter stehenden Fundamente noch Rundeiseneinlagen gegeben. Das Mischungsverhältnis des Fundamentbetons war 1 : 10. Setzungsrisse haben sich nirgends gezeigt.

Das Krafthaus wurde von Sockelhöhe ab in Backsteinmauerwerk hochgeführt, und zwar mußte wegen der kalten Witterung (die Hochbauarbeiten dauerten von Oktober bis Ende Dezember 1925) häufig mit verlängertem Zementmörtel gemauert werden. Die Gesamtmenge des Krafthausmauerwerks betrug 970 m³ (österr. Backsteinformat $6^1/_2/14/29$ cm). Für 1 m³ Mauerwerk fielen 5,15 Maurerstunden und 17,3 Hilfsarbeiterstunden an; die Leistung eines Maurers in 10stündiger Schicht betrug also durchschnittlich 1,9 m³ Fertigmauerwerk. Dabei ist zu beachten, daß durch die zahlreichen hohen Fensterpfeiler des Maschinenhauses die Leistung stark gedrückt wurde. Die hohe Zahl der Hilfsarbeiterstunden für Maurerbedienung und Mörtelzubereitung erklärt sich aus der Mehrarbeit durch Verwendungsfähigmachung der angefrorenen Baustoffe und durch Beheizung des Mauerwerks. Für die Maurer war die Arbeit in Akkord vergeben.

Der Unterwasserkanal besteht aus einem 4,5 m breiten bis 20 cm über höchste Wasserspiegelhöhe verputzten Betongerinne von 34 m Länge, das kurz vor der Einmündung in den Wiestalstausee durch eine hölzerne Spundwand gesichert ist. Das Gerinne verläuft in einem Bogen mit 80 ° in der Fließrichtung, um den unmittelbaren Eintritt von Hochwasserströmen des Almbaches, der in der Nähe des Krafthauses in den Wiestalsee mündet,





Schnitt A—B.

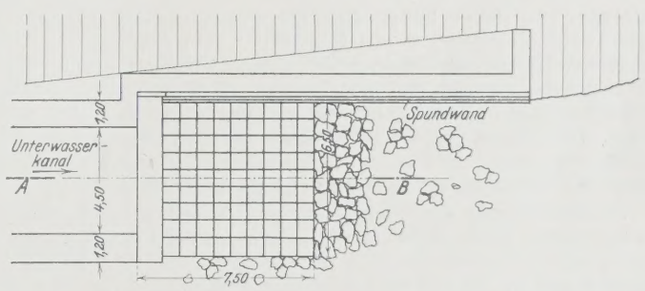


Abb. 41. Kolkmatratze bei der Ausmündung des Unterwasserkanals in den Wiestalsee.

zu verhindern. Die Ausmündung des Kanals in den See wurde, da bei niederem Seespiegel das Verbrauchwasser des Werkes vom Unterwasserkanal aus in das Seebecken abstürzt, mittels einer Betonmatratze gegen Auskolkung geschützt (Abb. 41). Die 7,5 m lange und 6,5 m breite Matratze besteht aus Betonquadern 70/70/70 cm, die mittels gebrauchter Drahtseile von mindestens 16 mm Stärke miteinander verbunden sind. Die Seile gehen in der Längs- und Querrichtung durch die Mitte der Quadern; zwischen den Quadern wurden die Seile bei der Betonierung mittels Bindedrahtes zu Schlaufen gebunden, die ausgestreckt eine Länge von 15 bis 20 cm haben; die Matratze kann sich also bei etwa eintretenden Auskolkungen in der Sohle von selbst diesen anpassen und mit ihren Quadern in die Kolklöcher legen, womit ein weiteres Umsichgreifen des Kolkes verhindert wird.

Der Unterwasserkanal wurde vor dem Krafthaus mit einem 12 m breiten Eisenbetonrahmen überdeckt, um einen Vorplatz für die Zufahrt zu schaffen. Ein vor dem Krafthaus vorbeiführender Gemeindeweg mußte durch zwei Eisenbeton-Plattenbalkenbrücken von 4,50 und 4,00 m l. W. und 3,50 m Fahrbahnbreite über den Unterwasserkanal und einen daneben in den Wiestalsee mündenden Wildbach geführt werden zur Verbindung der hinter dem Krafthaus liegenden Bauernhöfe und Grundstücke mit der Landesstraße Hallein—Ebenau. Im Krafthaus sind drei Francis-Spiral-Einrad-Turbinen mit liegender Welle der Firma J. M. Voith, St. Pölten, aufgestellt. Turbine I und II sind für eine Höchstleistung von je 2280 PS bei einer Wassermenge von 2 m³/Sek., 105 m mittl. Nutzgefälle und 500 Umdrehungen in der Minute gebaut; Turbine III besitzt eine Höchstleistung von 6000 PS bei einer Wassermenge von 5,3 m³/Sek., dem gleichen Gefälle und derselben Drehzahl. Jede Turbine hat ihren eigenen Druck- und Geschwindigkeitsregler mit Druckölsteuerung.

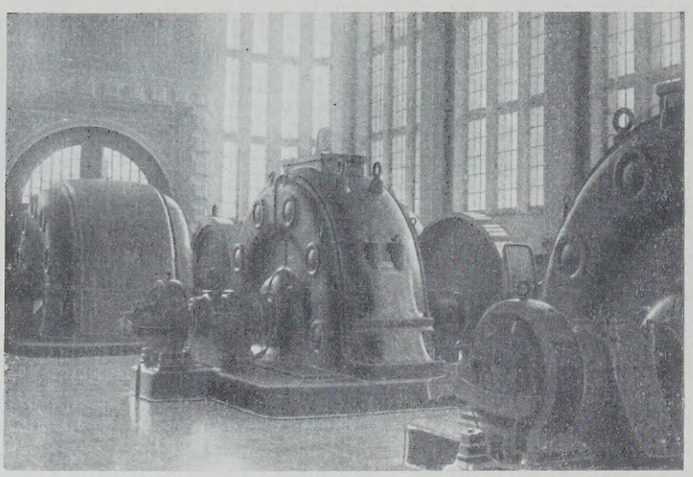


Abb. 42.
Innenansicht der Maschinenhalle.

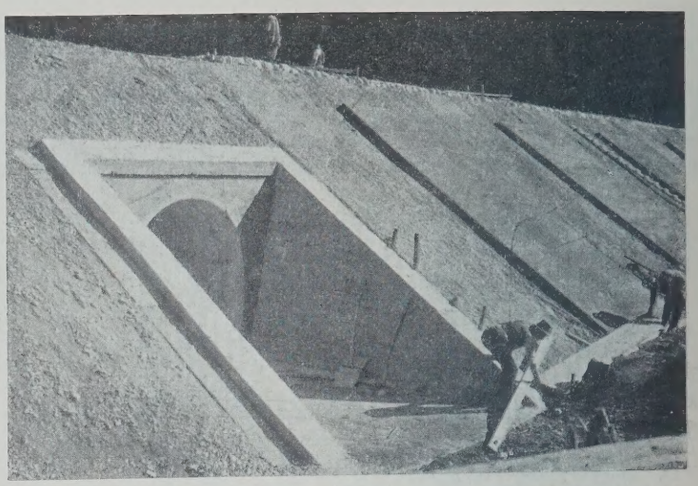


Abb. 43.
Böschungssicherung der verlegten Almbachstraße mit Betonplatten.

Die von den Siemens-Schuckert-Werken in Wien gelieferten Generatoren sind unter Zwischenschaltung eines Schwungrades mit den Turbinen unmittelbar gekuppelt. Generator I und II leisten bei 5000 V Spannung und 50 Perioden je 1800 kVA, Generator III hat eine Leistung von 5500 kVA (Abb. 42).

Wegeverlegungen, Wildbachverbauungen.

Die forstärarische Almbachstraße von Ebenau nach Hintersee mußte auf eine Länge von 500 m höher gelegt werden, da dieser Straßenteil in den Staubereich fiel. Ferner war es an einer Stelle, wo die Straße entlang einer steil abfallenden Plaike verläuft und die Gefahr des Abrutschens in den See bestand, notwendig, die Straße mehr landeinwärts zu verlegen. Dies geschah durch Aushub eines rd. 5 m tiefen 160 m langen Einschnitts, der in Grundmoräne verläuft; dabei mußte eine 6 m hohe, 11,5 m lange Stützmauer von 205 m³ Inhalt aufgeführt werden. Dieser Einschnitt kam insofern teuer zu stehen, als der feste, zähe Lehm der Moräne mit Pickel und Schaufel meist nicht mehr gelöst werden konnte, sondern gesprengt werden mußte; auch die Sprengwirkung war schlecht; wurde das Material bei Niederschlägen jedoch durchnäßt, so fing es an zu laufen und zu kleben. Die Böschungen des Einschnitts mußten durch zahlreiche Sickerschlitze, die man mit Steinen auspackte, drainiert werden; außerdem wurden die Böschungsflächen mit Rasenziegeln abgedeckt.

Zur Höherlegung der Straße bedurfte man 9200 m³ Auffüllmaterials, das unmittelbar rechts und links des aufzuschüttenden Dammes gewonnen wurde; dieses Material bestand ausschließlich aus Bachschotter. Die Arbeitleistung zu Beginn der Ausführung des Dammes war sehr mäßig, so daß man sich entschloß, einigen bewährten Partien die Arbeit in Akkord zu übertragen. Bei dieser Akkordarbeit erforderte 1 m³ Dammschüttung insgesamt durchschnittlich 4,5 Arbeitsstunden. An der 5,5 m hohen, höchsten Stelle des Dammes mußte ein gewölbter Betondurchlaß von 4,6 m² Durchflußfläche eingebaut werden, da durch den Straßendamm ein kleiner Teil des Stausees von diesem abgeschnitten wird. Die $1^1/_2$füßigen Böschungen wurden bis 20 cm über die höchste Wasserspiegelhöhe mittels 15 cm starker, je 3 m breiter Betonplatten gegen Wasserangriff gesichert (Abb. 43). Der restliche an die Platten anschließende Böschungstreifen bis zur Dammkrone erhielt Rasenziegel als Verkleidung, die mit Weidennägeln befestigt wurden. Das Humusieren geschah im Frühjahr, so daß die Weiden im selben Jahre bereits ausschlugen und mit der Zeit eine natürliche Befestigung des oberen Dammteils bilden werden. Die 2,8 m breite Fahrbahn wurde mit Unterbau versehen. Bei Einbringung der 20 cm starken Packlage sind 2,152 Arbeits-Std./m² aufgelaufen, und zwar 0,192 Partieführer-Std., 0,438 Std. für Herstellung der Packlage, 1,266 Std. für Steinzufuhr und 0,256 Std. für Zerkleinerung der Steine. Das Aufbringen der 10 cm starken Schotterlage erforderte 0,964 Std./m² (Aufsicht, Steineklopfen, Beifuhr und Ausbreiten). Der Damm erhielt auf seine gesamte Länge ein Holzgeländer.

Der am linken Stauseeufer auf 280 m Länge zu verlegende Holzabfuhrweg bedingte die Ausführung mehrerer kleinerer Betondurchlässe und Holzbrücken zur Abführung des aus verschiedenen Zuflußgräben anfallenden Niederschlagwassers. Die Dammschüttung für diesen Weg, der sich in Fortsetzung der Hochwasserüberfallbrücke entlang des Stausees hinzieht, wurde mit dem Ausbruchmaterial aus dem Hochwasserüberfall hergestellt. Die Böschungen wurden ebenfalls humusiert.

Im Stauraum mußten durch Ausroden und Planieren eines Teils der Sohle des verwilderten Almbachbeckens Fischfangplätze angelegt werden, da der neue Stausee, wie schon bereits der Wiestal- und der Hintersee, durch die Forst- und Domänenverwaltung Hintersee der Forellenzucht nutzbar gemacht werden soll.

Wildbachverbauungen wurden in größerem Stile durchgeführt. Es war vor allem der Weißenbach, ein Nebenfluß des Almbaches, der durch seine gewaltige Geschiebeführung dem Stausee mit der Zeit hätte gefährlich werden können und deshalb verbaut werden mußte. Die Verbauung konnte natürlich nicht in einem Zuge durchgeführt werden; es muß erst der Erfolg der zuerst ausgeführten Arbeiten abgewartet werden, ehe mit den nächstfolgenden Verbauungsarbeiten, die sich auf die Auswirkung der ersteren aufbauen, begonnen werden kann. Bei der Verbauung im Jahre 1924 wurde hauptsächlich auf eine Beruhigung der großen Ufer- und Lehnenbrüche im Oberlauf, die jährlich große Mengen von Schotter in den Almbach entsenden, hingearbeitet, sowie auf die Korrektion der für den Abfluß ungünstigsten Bachstrecken und die Räumung des Bachbettes von Baumstämmen und sonstigen Hindernissen, die das Wasser gegen die Ufer ablenken und Anbrüche verursachen. Für diesen Zweck kamen verschiedene Querwerke zur Ausführung, die als Steinkastensperren (Abb. 44) ausgebildet wurden. Es sind dies 25 bis 30 m lange, quer in den Wildbach eingebaute Kastenwände aus starken Rundhölzern, die rechts und links in die Ufer einbinden. Der je nach Höhe des Kastens 2,0 bis 2,5 m große Zwischenraum zwischen beiden Wänden, die gegeneinander durch in die Wände eingelassene Rundhölzer versteift sind, ist mit großen Steinen ausgepackt. Solche Querwerke wurden hintereinander in Abständen von 50 bis 200 m in das Bachbett eingebaut; ihre Höhe schwankt zwischen 2 und 3 m je nach den Gefällverhältnissen des Baches. Die Querwerke halten das Geschiebe zurück; dieses füllt innerhalb kurzer Zeit den Raum zwischen je zwei Werken aus, nimmt also dem Wildbach sein Gefälle und vermindert damit die Geschwindigkeit und die Schleppkraft. Die Sohle verläuft dann fast wagerecht durch die Abstürze an den Querwerken unterbrochen. — Die Uferbrüche wurden durch Längswerke — sogenannte Runsensperren (Abb. 45) — verbaut, um sie zur Ruhe zu bringen. Diese Sperren wurden ebenfalls, da das erforderliche Rundholz unmittelbar daneben gefällt werden konnte, als doppelte Steinkasten mit 7 bis 8 m Länge je nach der Breite des Uferbruches und durchschnittlich 2 m Höhe ausgeführt. — Die Bachkorrektion beschränkte sich auf Ausführung verschiedener Durchstiche, um den Bach in seinem gewundenen Lauf von den Ufern abzulenken.

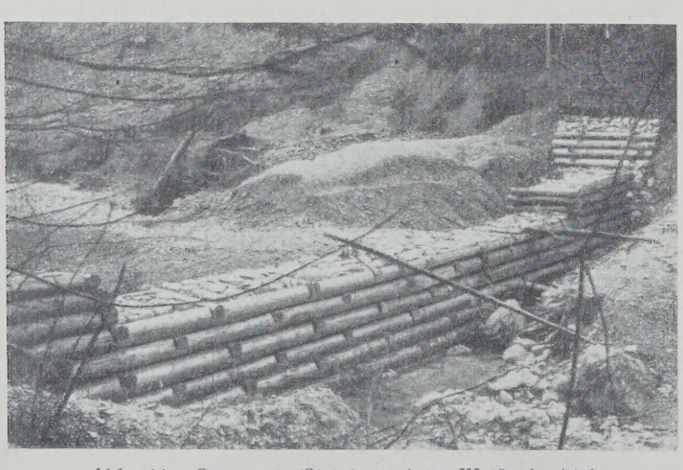


Abb. 44. Querwerk (Steinkasten) im Weißenbachtal.

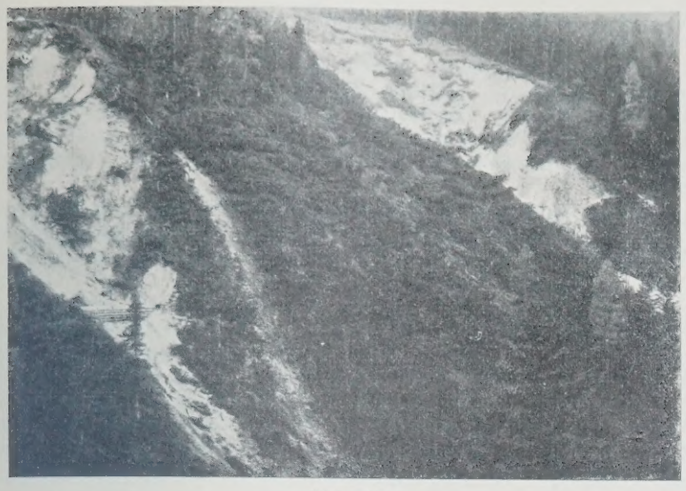


Abb. 45.
Uferanbrüche im Einzugsgebiet. (Im Vordergrunde links Runsensperre.)

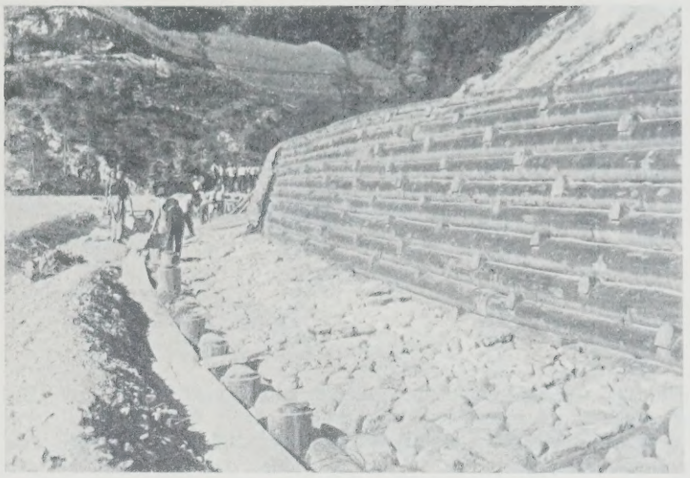


Abb. 46.
Krainerwand am Fuß einer Plaike im Stauraum.

Um einen vollen Erfolg zu erzielen, wird die Verbauung fortgesetzt. Nach Eintritt des Beharrungszustandes der Verhältnisse im Oberlauf sind die Uferbrüche zu versichern und aufzuforsten; im Unterlauf ist ebenfalls eine Sohlenstaffelung durch Einbau von Querwerken durchzuführen, und bei der Einmündung des Weißenbaches in den Almbach wird ein Schotterfang errichtet. Die Verbauungsarbeiten am Weißenbach wurden im Einvernehmen mit der Wildbachverbauungssektion Salzburg durchgeführt, die die Wildbachverbauungen im Gebiet des Hinterseer Almbachs in das staatliche Verbauungsprogramm aufgenommen hat.

Der Fuß der sich im Stauraum befindlichen Plaiken wurde durch mehrere größere Krainerwände gesichert, um ein weiteres Abrutschen der Anbrüche zu verhindern. Die Ausführung der 3 bis 4 m hohen Wände mußte in Längen bis zu 140 m durchgeführt werden, und zwar mittels Mann an Mann übereinandergenagelter starker Rundhölzer, die durch eingelassene Querhölzer in dem dahinter befindlichen Gelände verankert wurden. Bei über 2 m hohen Krainerwänden mußte zur Stützung des Fußes in 1,5 m Abstand eine Pfahlwand geschlagen werden, gegen die man den Fuß der Krainerwand mit Rundhölzern abstützte; der zwischen Pfahl- und Krainerwand befindliche Raum wurde, um dessen Auskolkung zu verhüten, mit großen Steinen ausgepackt (Abb. 46). Die Krainerwände errichtete man in einer Entfernung von 2 bis 4 m vor dem Fuß der Plaiken und füllte den Raum zwischen Wand und Plaike, durch den die Verankerungshölzer gehen, mit Schottermaterial aus; auf der dadurch entstandenen Fläche in Höhe Oberkante Krainerwand hat die Plaike Gelegenheit, ihren Fuß bis zur Oberkante der Wand vorzuschieben, von wo ab sich die natürliche Böschung dann einstellen kann. Die Krainerwände sind den Verhältnissen entsprechend jeweils so hoch aufgeführt, daß bei Einstellung der natürlichen Böschung keine größeren Geländeverluste durch Abrutschen eintreten können.

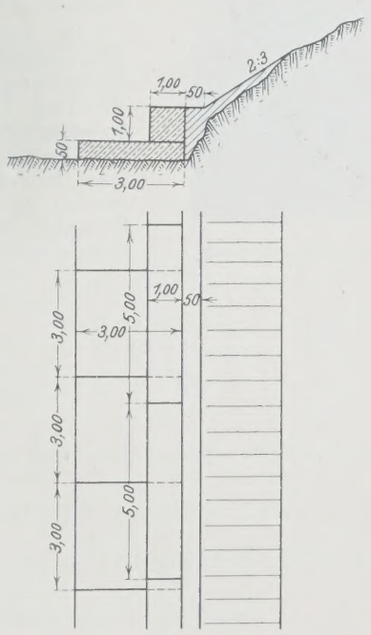


Abb. 47. Ufersicherung mit Drahtschotterbehältern.

Kurz vor seiner Einmündung in den Wiestalsee vor dem Krafthaus muß der Almbach ebenfalls reguliert werden, da dessen Hochwasserströme die Fließrichtung auf das Krafthaus bezw. den Unterwasserkanal zu nehmen. Dies geschieht durch Eindämmen des Baches mittels Drahtschotterbehälter (Abb. 47). Die Behälter sind Kasten aus Drahtgeflecht mit rd. 8 cm Maschenweite und mehrfach verflochtenen achteckigen Maschen; das Geflecht besteht aus 3 mm starkem, doppelt-feuerverzinktem Eisendraht. Nach Planierung des Geländes bezw. der Bachsohle oder des Ufers, wo die Behälter aufgestellt werden sollen, werden diese 3 m langen, 3 m breiten und 0,5 m hohen Drahtkasten rechts und links des zu regulierenden Baches eingelegt und mit grobem Gerölle ausgefüllt. Nach Ausfüllung wird der ebenfalls aus Drahtgeflecht bestehende Deckel mit Bindedraht aufgenäht. Auf diese niederen Behälter, die sich in jede Auswaschung der Bachsohle hineinlegen, werden 1 m hohe, 1 m breite und 5 m lange Behälter uferseitig aufgesetzt und ebenfalls mit Steinen ausgepackt und verschlossen. Hinter die Behälter wird, wenn nötig, ein entsprechender Damm aufgeschüttet. Ein Unterspülen der auf diese Art hergestellten Uferdämme ist ausgeschlossen; infolge des hohen Gewichtes der Schotterbehälter halten sie jedem vorkommenden Wasserangriff stand. Die Behälter besitzen außerdem eine große Dauerhaftigkeit und können Formänderungen ohne weiteres aushalten. Es wurden in Österreich schon mehrere solche Verbauungen durchgeführt, die sich durchweg gut bewährt haben.

Baustoffe.

Beim Bau des Strubklammwerkes wurden bis 31. Dezember 1924 rd. 7800 t Portlandzement verarbeitet. Dieser wurde von der Firma Gebrüder Leube, Gartenau bei Salzburg bezogen und war, wie durch ständige Kontrollproben erwiesen, von sehr guter Beschaffenheit. Diese Firma stellte ihre Fabrikation so ein, daß sie auch den größten plötzlichen Bedarf decken konnte, also keinerlei Störungen in der Zementbelieferung eintraten. Dies war besonders bei Betonierung der Staumauer und der Krafthausfundamente, die zeitlich zusammenfielen und erst im Herbst 1923 begonnen werden konnten, vor Eintritt des Winters aber, der in jener Gegend meist kalt und schneereich ist, fertiggestellt sein mußten, von großer Wichtigkeit. Es verband sich aber mit der Lieferungsmöglichkeit des genannten Zementwerkes noch der Vorteil, daß man Einheitsmaterial von einer und derselben Fabrik beim gesamten Bau verwenden konnte.

Der zur Betonierung verwendete Schotter war hauptsächlich Bachschotter, der sowohl an der Staumauer wie am Krafthaus mit Hand gewonnen wurde. Dieses Material war im Almbachbett, allerdings auf verhältnismäßig kleiner Fläche in genügender Menge und in der richtigen Zusammensetzung und Beschaffenheit vorhanden. Da bei Beginn der zweiten Bauperiode große Kiesmengen zur Verarbeitung benötigt wurden, entschloß man sich, die Gewinnung der Dringlichkeit halber in Akkord zu vergeben. Dadurch konnte der tägliche Bedarf vollauf gedeckt werden. Die Durchschnittsleistung für 1 Mann und Tag in 10 Stunden betrug rd. 3 m^3 bei einem Akkordüberverdienst von rd. 30 %. Es mußten 20 000 m^3 Bachschotter gewonnen werden. Der Hohlraumgehalt des Schotters betrug durchschnittlich 25 %.

Das Betonmaterial, das im Kalten Graben verarbeitet wurde, rund 2500 m^3, entnahm man dem Stollenausbruch; die Verwendung war nach Aufbereitung und Bachsandzusatz ohne weiteres möglich, da schädliche Bestandteile im Gestein nicht vorhanden waren.

Den Mischmaschinen wurden von Zeit zu Zeit Betonproben entnommen und daraus Probewürfel hergestellt, die der Versuchsanstalt der Technischen Hochschule in Wien zur Prüfung übersandt wurden. Diese zeigten umstehendes Ergebnis (S. 180).

Die Untersuchung des zum Betonieren verwendeten Almbachwassers geschah durch die Lehrkanzel für chem. Technologie an der Technischen Hochschule in Wien, insbesondere auf seine dichtende Wirkung in bezug auf Beton. Der Schweizerische Wasserwirtschaftsverband in Zürich hatte durch eine besondere „Kommission für Abdichtungen“ Versuche anstellen lassen über die Selbstdichtung von Betonklötzen bei Wasserdurchlässigkeits-

Würfel Nr.	Zement auf 1 m³ Kies und Sand in kg	Erreichte Druckfestigkeit in kg/cm²	Geforderte Druckfestigkeit in kg/cm²
1	170	105	80
2	170	112	80
3	170	117	80
4	200	128	95
5	200	167	95
6	200	186	95
7	230	156	110
8	230	145	110
9	230	185	110
10	230	184	110

proben und berichtet hierüber in Mitteilung Nr. 7 vom 25. 11. 1922. Danach ergaben die angestellten Versuche: Je mehr freies Kalkhydrat ein Zement beim Anmachen mit Wasser abspaltet und je mehr Bicarbonate das Druckwasser gelöst enthält, um so größer wird die beim Abbinden gebildete Schlammenge werden und um so größer wird deren porenverstopfende Wirkung sein. Wasser mit hoher sogenannter temporärer oder Carbonathärte begünstigen also in hohem Maße die Selbstdichtung. Das Druckwasser soll jedoch keine oder möglichst wenig überschüssige freie Kohlensäure enthalten, weil diese mit der Zeit das im Zement anfänglich gebildete, unlösliche Calcium-Carbonat wiederum in lösliches Calcium-Bicarbonat überführen würde. Bei diesen Versuchen wurde Züricher Trinkleitungswasser verwendet, ein recht hartes, und damit für die Selbstdichtung des Betons sehr günstiges Wasser.

Das Gutachten der Technischen Hochschule Wien besagt, indem es das Züricher Trinkleitungswasser als Vergleichwasser benutzt, daß sich das Almbachwasser zum Vergleichwasser hinsichtlich der halbgebundenen Kohlensäure bezw. Bicarbonate etwa um $^1/_3$ weniger wirkungsvoll verhält, oder mit anderen Worten, es würde die Einwirkung auf den Beton entsprechend langsamer vor sich gegen. Dafür enthält jedoch das Almbachwasser nur 0,002 06 g/l freie Kohlensäure, d. i. $^1/_{10}$ des freien Kohlensäuregehaltes des Vergleichwassers. Im Hinblick auf diese beiden Gesichtspunkte, den verminderten Gehalt an Bicarbonat, jedoch auch den verminderten Gehalt an freier Kohlensäure erscheinen das untersuchte Almbachwasser und das Vergleichwasser für den vorliegenden Zweck als wenig verschieden.

Seit Inbetriebnahme des Werkes, z. B. an der Staumauer und der Apparatekammer des Wasserschlosses, wo einige unbedeutende undichte Stellen vorhanden waren, nimmt die Wasserdurchlässigkeit ständig ab und ist also die Selbstdichtung bereits eingetreten.

Abb. 48. Tranformatorenstation Hallwang.

Profil- und Rundeisen wurden geliefert von dem in der Nähe gelegenen Walzwerk Grödig. Bei der Herstellung der für den Werkbau bestimmten Eisensorten durften nur beste Rohstoffe verwendet werden; vor Abnahme jeder Lieferung fanden deshalb Stichproben über Beschaffenheit und Festigkeit der zu übernehmenden Waren statt.

Das für den Bau nötige Rundholz konnte durch das Entgegenkommen der Forst- und Domänenverwaltungen Hintersee und Hallein unmittelbar an den Baustellen gefällt werden; die nötige Schnittware wurde von Sägewerken der Umgegend bezogen.

Transporte.

Zu der Baustelle Krafthaus führten zwei Zufahrtwege: Die Landesstraße Hallein—Ebenau mit einer Entfernung von 13,5 km von Hallein bis zum Krafthaus und die 20 km lange Zufahrtstraße von Salzburg über Ebenau zum Krafthaus; letztere Zufahrt benutzt auf einer 12 km langen Strecke die mit gutem Unterbau versehene Reichsstraße Salzburg—Graz und zweigt dann auf die Landesstraße nach Ebenau—Krafthaus (8 km) ab. Beide Landesstraßen, die von Hallein wie die von der Grazer Reichsstraße abzweigende, haben keinen Unterbau. Die Schotterdecke ist jedoch durch das häufige Befahren und das gründliche Nachschottern verhältnismäßig fest. Bei beiden Zufahrtwegen waren größere Steigungen zu überwinden, und zwar von Hallein aus bis zu 12%, von Salzburg aus bis 7 %.

Der Verkehr zwischen Krafthaus und Baustelle Staumauer (4 km) wickelte sich, sofern er nicht durch den Stollen geschehen konnte, auf der forstärarischen Almbachstraße (einer schmalen und steilen, aus dem Fels ausgesprengten Gebirgstraße entlang der Strubklamm) ab.

Die Bau-, Verbrauchs- und Betriebstoffe wurden durchweg mittels Lastkraftwagen mit und ohne Anhänger zugefahren. Lediglich kurze Zeit im Winter mußten Schlittentransporte aushelfen. Während der Hauptbauperiode 1923/24 waren täglich gewöhnlich 3 bis 6 Lastkraftwagen mit Materialzufuhr beschäftigt; im Herbst 1923 mußten außerdem noch Nachttransporte für die Zementbeifuhr (Staumauerbetonierung) eingeschaltet werden.

Die Beifuhr der schweren Stücke, Turbinen, Maschinen, Druckrohre usw. geschah von Salzburg aus, da dort ein Verladekran mit 15 t Tragkraft auf dem Güterbahnhof vorhanden war. Der Transport dieser Stücke auf den nicht mit Unterbau versehenen, meist kurvenreichen und schmalen Straßenstrecken gestaltete sich zum Teil recht schwierig; die 25 t schweren Maschinenteile mußten auf Spezialwagen zugeführt werden.

Die Festigkeitsberechnung der neuen Pregelbrücke in Königsberg (Pr.).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Lewerenz**, Königsberg (Pr.).

I. Einleitung.

Die neue, am 28. August 1926 für den Straßenverkehr freigegebene Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Pregel bei Königsberg, die zu den interessanteren Brückenbauwerken der Neuzeit gerechnet werden darf, ist bereits in der „Bautechnik" 1925, Heft 29, eingehend beschrieben worden. Die umfangreiche Festigkeitsberechnung, die vom Konstruktionsbureau der Vereinigten Stahlwerke, Abt. Dortmunder Union (unter Oberleitung der Reichsbahndirektion Königsberg), sorgfältig ausgearbeitet worden ist, enthält eine solche Fülle von bemerkenswerten Rechnungsgängen, daß es angezeigt ist, der Fachwelt wenigstens einen kleinen Ausschnitt daraus vorzuführen. Wir beschränken uns dabei auf den drehbaren Brückenteil, dessen Berechnung von besonderem Belang ist. Die Berechnung ist nach der vorläufigen Fassung der Grundlagen der Deutschen Reichsbahn (1922) durchgeführt, da die endgültige Fassung von 1925 zur Zeit der Rechnungsaufstellung noch nicht erschienen war.

II. Belastungsannahmen.

a) Hauptkräfte.

Bekanntlich enthält die Drehbrücke zwei übereinanderliegende Fahrbahnen, die obere für den Eisenbahnverkehr (vier Gleise), die untere für den Straßen- und Straßenbahnverkehr. Belastung der Eisenbahngleise Lastenzug N der Deutschen Reichsbahn. Die Fußstege der unteren Fahrbahn nehmen einen Verkehr von 500 kg/m² auf. Zur Berechnung der unteren Fahrbahnträgersindgemäß „Bauingenieur" 1923, Heft 11, folgende Lasten eingeführt worden:

1. Eine Dampfwalze von 23 t Gesamtgewicht mit den in Abb. 1 enthaltenen Abmessungen.

2a. Zwei neben der Dampfwalze stehende Lastkraftwagen von 9 t Gesamtgewicht (Abbild. 2).

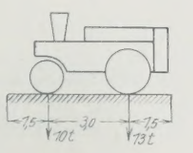


Abb. 1.

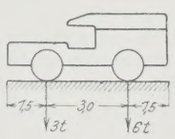


Abb. 2.

Oder:

2b. Zwei neben der Dampfwalze stehende Straßenbahnwagen (Abb. 3), soweit diese ungünstigere Werte ergeben.

3. Auf dem nicht von Fahrzeugen besetzten Raum Menschengedränge von 500 kg/m² (nur für Querträger).

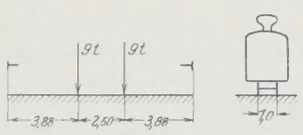


Abb. 3.

Für die Berechnung der Hauptträger und der Lager sind folgende Lasten der Straßenfahrbahn maßgebend:

1. Auf beiden Straßenbahngleisen Reihen von dicht aufeinanderfolgenden Wagen nach Abb. 3.
2. Zwischen den Gleisen eine Reihe dicht aufeinanderfolgender Wagen nach Abb. 2.
3. Auf den Fußwegen Menschengedränge von 500 kg/m².

Die Stoßziffer für die Fahrzeuge der unteren Fahrbahn wird so ermittelt, daß der Stoßzuschlag der Straßenfahrzeuge gleich dem 0,6fachen Stoßzuschlag der Eisenbahnfahrzeuge angenommen wird. Bezeichnet φ die Stoßziffer der oberen, φ_1 die der unteren Fahrbahn, so ist

$$\varphi_1 - 1 = 0{,}6\,(\varphi - 1).$$

$$\varphi_1 = 0{,}4 + 0{,}6\,\varphi. \tag{1}$$

Wärmeschwankungen sind mit $\pm 35°$ gegenüber der Aufstellungswärme zu berücksichtigen. Ungleichmäßige Erwärmung darf vernachlässigt werden, weil die Gurtungen der Hauptträger von den weit überhängenden Fahrbahnkonsolen hinreichend beschattet werden.

b) Zusatzkräfte.

1. Winddruck.

Auf die belastete Brücke	150 kg/m²
„ „ unbelastete Brücke (geschlossen)	250 „
„ „ „ „ in Schiffahrtstellung, wenn die Brückenenden auf dem Leitwerk besonders festgelegt sind	250 kg/m²
Desgleichen, jedoch ohne Festlegung der Brückenenden	50 „
Während des Drehens	50 „

Alle diese Windkräfte sind wagerecht angenommen.

Höhe des Verkehrsbandes für die obere Fahrbahn 3,50 m über S.-O.
„ „ „ „ „ untere „ 3,00 „ „ „
„ „ „ „ „ unteren Fußstege 2,00 „ „ „

2. Brems- und Anfahrkräfte. Auf der oberen Fahrbahn: Bremskräfte $= 1/7$ der Summe aller auf der Brücke befindlichen Lokomotivachsen und $= 1/14$ der Summe aller auf der Brücke befindlichen Wagenachsen, Anfahrkräfte $= 1/7$ aller auf der Brücke befindlichen Lokomotivachsen.

Für die Straßenfahrbahn sind Brems- und Anfahrkräfte außer acht gelassen.

3. Seitenstöße. Für je zwei Gleise ist mit einer wagerechten und rechtwinklig zur Gleisachse wirkenden Kraft von $1/5$ der größten Lokomotivachslast an der ungünstigsten Stelle gerechnet.

4. Reibungswiderstände beweglicher Lager.

Reibungsziffer bei gleitender Reibung	0,20
„ „ rollender „	0,03.

c) Zulässige Spannungen.

Für die Hauptträger und Querträger ist zwecks Gewichtsverminderung ein hochwertiger Baustoff verwendet worden, der hinsichtlich seiner Güte zwischen Flußstahl St 37 und St 48 steht. St 48 kam erst auf den Markt, als die Werkstattarbeiten an der Pregelbrücke bereits im Gange waren. Der hochwertige Baustoff hat eine Zugfestigkeit von 45 bis 54 kg/mm² und eine Mindeststreckgrenze von 29,2 kg/mm².

Die Abnahmeprüfungen des von der Dortmunder Union gefertigten Materials fielen außerordentlich günstig aus. Namentlich zeigten die Proben eine große Zähigkeit. Die Dehnung betrug durchweg mehr als 20 %.

Die zulässige Beanspruchung darf für diesen Baustoff gegenüber dem Flußstahl St 37 im Verhältnis der Streckgrenzen beider Stoffe erhöht werden.

Bezeichnet σ'_{zul} die zulässige Spannung des hochwertigen, σ_{zul} die des gewöhnlichen Baustoffes, dessen Streckgrenze $= 2400$ kg/cm² beträgt, so folgt

$$\sigma'_{zul} = \sigma_{zul} \cdot \frac{2920}{2400}.$$

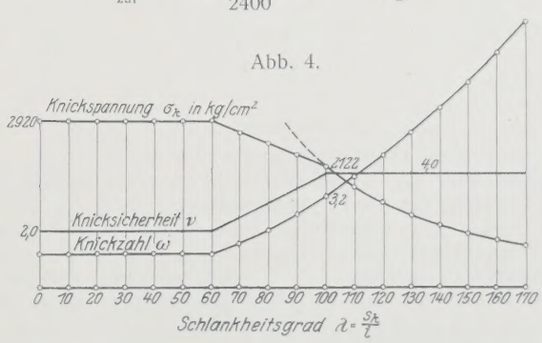
Bei Belastung durch die Hauptkräfte allein

$$\sigma'_{zul} = 1400 \cdot \frac{2920}{2400} = \text{rd. } 1700 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei Belastung durch Haupt- und Zusatzkräfte

$$\sigma'_{zul} = 1600 \cdot \frac{2920}{2400} = \text{rd. } 1950 \text{ kg/cm}^2.$$

Abb. 4.



Zur Berechnung der Druckstäbe sind in Anlehnung an die Reichsbahnvorschrift die in Abb. 4 dargestellte σ_K-Linie und ω-Linie entwickelt worden.

Elastizitätsziffer $E = 2\,150\,000$ kg/cm². Für $\lambda \leqq 60$ ist $\sigma_K = 2920$ kg/cm² (Streckgrenze). Für $\lambda \geqq 100$ deckt sich die σ_K-Linie mit der Eulerkurve der früheren Berechnungsgrundlagen, also

$$\sigma_K^{100} = 2122 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Punkte der σ_K-Linie für $\lambda = 60$ und $\lambda = 100$ werden durch eine Gerade miteinander verbunden. Die Gleichung dieser Geraden lautet:

(2) $$\sigma_K\left(\lambda \gtrless \begin{matrix}60\\100\end{matrix}\right) = 4117 - 19{,}95\,\lambda.$$

Der Sicherheitsgrad ν ist ebenso wie in der alten Reichsbahnvorschrift festgesetzt.

Dann ergibt sich die Knickzahl

$$\omega = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_K} \cdot \nu = \frac{1700 \text{ kg/cm}^2}{\sigma_K} \cdot \nu.$$

Die Werte von σ_K und ω sind in nachfolgender Tafel 1 zusammengestellt.

Tafel 1.

Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s_K}{i}$	Knickspannung für hochwertigen Baustoff	Knickzahl $\omega = \frac{1700 \text{ kg/cm}^2 \cdot \nu}{\sigma_K}$	$\frac{\Delta\omega}{\Delta\lambda}$
$\lambda \leqq 60$	$\sigma_K = 2920$ kg/cm²		
$60 \leqq \lambda \leqq 100$	$\sigma_K = 4117 - 19{,}95\,\lambda$ kg/cm²		
$\lambda \geqq 100$	$\sigma_K = \frac{21\,220\,000}{\lambda^2}$ kg/cm²		
0 bis 60	2920	1,17	
70	2721	1,56	0,039
80	2521	2,02	0,046
90	2322	2,56	0,054
100	2122	3,20	0,064
110	1754	3,88	0,068
120	1474	4,61	0,073
130	1256	5,41	0,080
140	1083	6,28	0,087
150	943	7,21	0,093
160	829	8,21	0,100
170	734	9,27	0,106

Für die übrigen Bauteile der Brücke ist Flußstahl St 37 verwendet worden.

Die Niete sind aus beiden Stahlsorten hergestellt, und zwar, um Verwechslungen zu vermeiden, sämtliche Niete von 26 mm Durchm. aus hochwertigem Stahl, sämtliche übrigen Niete aus St 37.

d) Wir beschränken uns, von folgenden Teilen die Berechnung im Auszug wiederzugeben: 1. Hauptträger, 2. Querrahmen, 3. Auflagerkräfte, 4. Durchbiegung an den Brückenenden.

III. Der Hauptträger der Drehbrücke.

Das System ist im wesentlichen ein Parallelträger auf drei Stützen mit steigenden und fallenden Streben (vergl. Abb. 5). Zahl der Felder 14. Feldweite 4,10 m, Trägerhöhe 4,60 m.

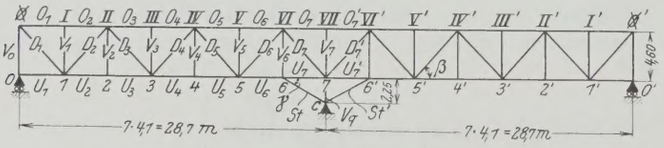


Abb. 5.

Zur besseren Entwässerung der unteren Fahrbahn hat der Träger eine geringe parabelförmige Krümmung erhalten, die aber bei der folgenden Berechnung als unwesentlich vernachlässigt worden ist.

Wir unterscheiden folgende Belastungsfälle:

A. Hauptkräfte.

1. Ständige Last.
   a) Brücke geöffnet,
   b) „ geschlossen.
2. Verkehrslast (Brücke geschlossen).
   a) Ermittlung der Einflußlinien,
   b) Belastung der oberen Fahrbahn,
   c) „ „ unteren „
3. Wärmeschwankungen.
4. Zusammenstellung.

B. Zusatzkräfte.

1. Brücke ganz geöffnet.
   a) Winddruck von 250 kg/m² rechtwinklig zur Brückenachse,
   b) Winddruck von 250 kg/m² etwa gleichlaufend zur Brückenachse.
2. Brücke halb geöffnet oder in Drehung begriffen.
   Winddruck von 50 kg/m² rechtwinklig zur Brückenachse.
3. Brücke geschlossen (mit Verkehrslast).
   a) Winddruck von 150 kg/m²,
   b) Brems- und Anfahrkräfte in der oberen Fahrbahn.

C. Zusammenfassung.

1. Zusammenstellung der Stabkräfte.
2. Querschnittspannungen.

A. 1a. Ständige Last bei geöffneter Brücke.

In dieser Stellung ruht die Brücke mit ihrer gesamten Eigenlast auf dem Königstuhl. Die Brückenenden schweben ohne besondere Unterstützung über dem Leitwerk. Der Hauptträger ist daher ein zweiarmiger, symmetrischer Balken auf einer Mittelstütze. Das System ist innerlich einfach statisch unbestimmt, weil von den beiden zum mittleren Kipplager C hinführenden Streben St und St' ein Stab überzählig ist.

Wir denken uns den linken Stab St durchschnitten und an der Schnittstelle die Strebenkraft zweimal angebracht, die als statisch unbestimmte Größe mit X_b bezeichnet wird. Aus den Gleichgewichtsbedingungen für den Punkt c folgt ohne weiteres, daß die Kraft im rechten Stab St' gleichfalls $= X_b$ ist (Abb. 6).

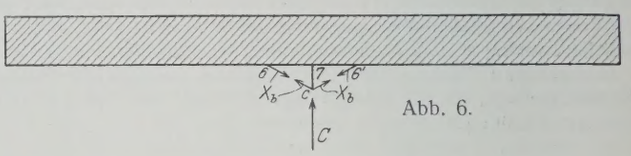


Abb. 6.

S_o = Stabkräfte im statisch bestimmten Hauptsystem,
S_b = Stabkräfte des Belastungsfalls $X_b = -1$.

(3) $$X_b = \frac{\Sigma S_o \cdot S_b \cdot \frac{s}{F}}{\Sigma S_b^2 \cdot \frac{s}{F}}.$$

Zur Abkürzung: $\frac{s}{F} = \varrho$.

Ermittlung der Stabkräfte S_o.

Wir berechnen nur die Gurt- und Strebenkräfte, die Pfosten werden später im Zusammenhang mit den Querrahmen untersucht. Die einzelnen Knotenpunktlasten denken wir uns zur Vereinfachung am Obergurt angreifend. Die Stabkräfte werden unter Anwendung der bekannten Formel $\frac{M_m + 1}{\lambda} = \frac{M_m}{\lambda} + Q_m$ mit nachstehender Tafel 2 errechnet.

Tafel 2.

Knotenpunkt	Knotenpunktlast	Querkraft Q_{mo}	$\frac{M_{mo}}{\lambda}$	Gurtkräfte $S_{m_o} = \frac{M_{mo}}{\lambda} \cdot \frac{\lambda}{h} = \pm \frac{M_{mo}}{\lambda} \cdot 0{,}8913$		Strebenkräfte $S_{m_o} = \frac{Q_{mo}}{\sin\beta} = \pm Q_{mo} \cdot 1{,}3396$	
m	in t	in t	in t	in t		in t	
				Stab	Stabkraft	Stab	Stabkraft
0	29,8		0,00			D_1	— 39,9
I	39,8	— 29,8	— 29,8	$O_1 = O_2$	+ 26,5	D_2	+ 93,2
II	38,6	— 69,6	— 99,4	$U_2 = U_3$	— 88,5	D_3	— 145,0
III	39,5	— 108,2	— 207,6	$O_3 = O_4$	+ 185,0	D_4	+ 198,0
IV	39,5	— 147,7	— 355,3	$U_4 = U_5$	— 316,6	D_5	— 250,8
V	40,3	— 187,2	— 542,5	$O_5 = O_6$	+ 483,0	D_6	+ 304,9
VI	42,2	— 227,5	— 770,0	$U_6 = U_7$	— 686,0	D_7	— 361,2
VII	35,0	— 269,7	— 1039,7	O_7	+ 927,0		

$$V_{q_o} = -C_o = -\left(-Q_{1_o} + \frac{1}{2} \cdot 35\right) \cdot 2 = -574{,}4 \text{ t}.$$

Ermittlung der Stabkräfte S_b.

Belastungszustand $X_b = -1$ siehe Abb. 7. Sämtliche Stabkräfte links von der Linie VI — 6 sind gleich Null, da äußere Kräfte nicht vorhanden sind.

(4) $$V_{6_b} = -\sin\gamma = -0{,}481\,10$$

(5) $$U_{7_b} = +\cos\gamma = +0{,}876\,67$$

(6) $$D_{7_b} = -\frac{V_{6_b}}{\sin\beta} = \frac{\sin\gamma}{\sin\beta} = 0{,}644\,46$$

(7) $$O_{7_b} = -D_{7_b}\cos\beta = -\frac{\sin\gamma}{\operatorname{tg}\beta} = -0{,}428\,80$$

(8) $$V_{q_b} = 2\sin\gamma = +0{,}962\,20.$$

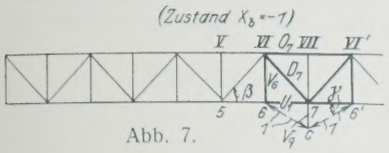


Abb. 7.

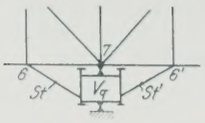


Abb. 8.

Die Ausdrücke $\Sigma S_o S_b \varrho$ und $\Sigma S_b^2 \varrho$ werden mittels folgender Tafel 3 berechnet. Hierbei ist V_{6_o} = Knotenlast im Punkte 6 = 18,2 t.

Der (gedachte) Stab V_q wird durch ein doppelwandiges Querschott gebildet. Die Formänderung dieses Schottes ist zwar gering; um aber ihren Einfluß nicht ganz zu vernachlässigen, wird für den gedachten Stab V_q ein Querschnitt von rd. 1500 cm² angenommen (Abb. 8).

Tafel 3.

Stab	s in cm	F in cm²	$\varrho = \frac{s}{F}$ in cm^{-1}	S_o in t	S_b	$S_o S_b \varrho$ in t · cm^{-1}	$S_b^2 \varrho$ in cm^{-1}
O_7	410	690,0	0,594	+ 927,0	— 0,428 80	— 236,5	0,109 22
U_7	410	564,0	0,727	— 686,0	+ 0,876 67	— 436,5	0,558 73
D_7	616	749,0	0,823	— 361,2	+ 0,644 46	— 191,4	0,341 82
V_6	460	317,5	1,449	+ 18,2	— 0,481 10	— 12,7	0,335 38
St	468	219,6	2,128	0	— 1,000 00	0	2,128 00
					Summe	— 877,1	3,473 15

Für Stab V_q:

$$S_o S_b \varrho = -574{,}4 \cdot 0{,}9622 \cdot \frac{225}{1500} = -82{,}8$$

$$S_b^2 \varrho = 0{,}138\,87$$

$$\Sigma S_o S_b \varrho = -2 \cdot 877{,}1 - 82{,}8 = -1837{,}0 \text{ t} \cdot \text{cm}^{-1}$$

$$\Sigma S_b^2 \varrho = 2 \cdot 3{,}473\,15 + 0{,}138\,87 = 7{,}085\,17 \text{ cm}^{-1}$$

$$\frac{1}{\Sigma S_b^2 \varrho} = 0{,}141\,14 \text{ cm}.$$

Also nach Gl. 3

$$X_b = St = -1837 \cdot 0{,}141\,14 = -259{,}2 \text{ t}.$$

Ermittlung der wirklichen Stabkräfte.

(9) $$S = S_o - X_b S_b.$$

Für alle Stäbe links der Linie VI—6 ist $S_b = 0$, also $S = S_o$.

Die Stabkräfte der übrigen Stäbe berechnen sich wie folgt:

$$O_7 = O_{7_o} - X_b O_{7_b} = +816 \text{ t}.$$

$$U_7 = U_{7_o} - X_b U_{7_b} = -459 \text{ t}.$$

$$D_7 = D_{7_o} - X_b D_{7_b} = -194{,}2 \text{ t}.$$

$$V_6 = V_{6_o} - X_b V_{6_b} = -106{,}3 \text{ t}.$$

A. 1b. Ständige Last bei geschlossener Brücke.

Nach dem Einschwenken der Brücke werden die Brückenenden durch Betätigung der vier auf den Außenpfeilern sitzenden Hublager soweit angehoben, daß bei ungünstigster Stellung der Verkehrslasten und ungünstigster Wirkung der Wind- und Bremskräfte in keinem der vier Lager negative Auflagerkräfte entstehen können. Wie in einem späteren Abschnitt nachgewiesen wird, muß zu diesem Zweck jedes der vier Hublager infolge der ständigen Belastung einen Druck von 150 t erhalten.

Abb. 9.

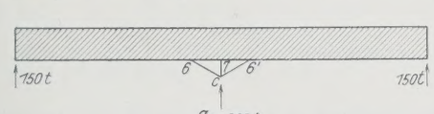


Abb. 10.

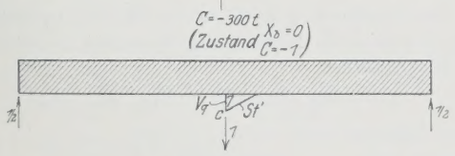
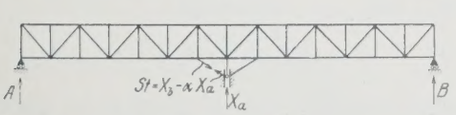


Abb. 11.



Die Brücke darf daher wieder als gleicharmiger Balken auf einer Mittelstütze (Königstuhl) aufgefaßt werden, an dem jetzt als äußere Belastung erstens die ständige Last und zweitens an den vier Enden nach oben wirkende Kräfte von je 150 t angreifen. In Abb. 9 ist dieser Belastungsfall für einen Hauptträger dargestellt.

Wir betrachten zunächst den Belastungsfall $C = -1$, an den Enden wirken dann zwei Kräfte 1/2. Die hierbei auftretenden Stabkräfte mögen S_a heißen. Dann sind die wirklich auftretenden Stabkräfte = 300 t S_a. Als statisch unbestimmte Größe wählen wir wieder die Stabkraft der Strebe $St = X_b$. Abb. 10 zeigt den Belastungsfall „$X_b = 0$, $C = -1$“ am statisch bestimmten Hauptsystem. Die zugehörigen Stabkräfte mögen S_1 heißen. Der Belastungsfall $X_b = -1$ ist der gleiche, der schon unter A. 1a behandelt ist.

(10) $$X_b = \frac{\Sigma S_1 S_b \varrho}{\Sigma S_b^2 \varrho}.$$

Da $\frac{1}{\Sigma S_b^2 \varrho} = 0{,}141\,14$ cm ist, so folgt

$$X_b = 0{,}141\,14 \text{ cm } \Sigma S_1 S_b \varrho.$$

Der Ausdruck $\Sigma S_1 S_b \varrho$ wird mit nachstehender Tafel 4 berechnet. Es kommen nur die Stäbe aus den Mittelfeldern in Betracht, da für die übrigen Stäbe $S_b = 0$ ist. Die Stäbe V_6 und St scheiden ebenfalls aus, da V_{6_1} und $St_1 = 0$ sind.

Tafel 4.

Stab	$\varrho = \frac{s}{F}$ in cm^{-1}	S_1	S_b	$S_1 S_b \varrho$
O_7	0,594	$-\frac{1}{2} \cdot \frac{7\lambda}{h} = -3{,}119\,56$	— 0,428 80	+ 0,794 57
U_7	0,727	$+\frac{1}{2} \cdot \frac{6\lambda}{h} = +2{,}673\,91$	+ 0,876 67	+ 1,704 19
D_7	0,823	$+\frac{1}{2 \sin \beta} = +0{,}669\,78$	+ 0,644 46	+ 0,355 24
			Summe	2,854 00

$$V_{q_1} = +1$$

$$V_{q_b} = +0{,}962\,20$$

$$\varrho \text{ für } V_q = \frac{225}{1500} = 0{,}15$$

$$S_1 S_b \varrho \text{ für } V_q = 1 \cdot 0{,}9622 \cdot 0{,}15 = 0{,}144\,33$$

$$\Sigma S_1 S_b \varrho = 2 \cdot 2{,}854 + 0{,}144\,33 = 5{,}852\,33$$

$$X_b = St = 0{,}141\,14 \cdot 5{,}852\,33 = 0{,}826\,00.$$

Für $C = -300$ t wird

$$St = 300 \cdot 0{,}826 = +247{,}800 \text{ t}.$$

$$S = 300 \text{ t } S_a$$

$$= 300 (S_1 - X_b S_b)$$

$$= 300 S_1 - 247{,}8 S_b.$$

Bezeichnen wir mit S_{g_o} die im vorigen Abschnitt ermittelten Stabkräfte infolge ständiger Last allein und mit S_g die Stabkräfte für ständige Last im geschlossenen Zustande, so ist

(11) $$S_g = S_{g_o} + S = S_{g_o} + 300 S_1 - 247{,}8 S_b.$$

In nachstehender Tafel 5 sind die Stabkräfte S_g zusammengestellt.

Tafel 5.

Stab	S_g t	Stab	S_g t
$O_1 = O_2$	— 107,20	D_1	+ 161,03
$U_2 = U_3$	+ 178,89	D_2	— 107,73
$O_3 = O_4$	— 216,09	D_3	+ 55,93
$U_4 = U_5$	+ 228,18	D_4	— 2,93
$O_5 = O_6$	— 185,48	D_5	— 49,87
U_6	+ 116,17	D_6	+ 103,97
O_7	— 13,61	D_7	— 152,97
U_7	+ 125,93	V_6	+ 12,92
		St	— 11,40

A. 2a. Verkehrslast.

1. Ermittlung der Einflußlinien.

Zur Aufnahme der Verkehrslasten wird nach dem Einschwenken der Brücke unter der Mitte jedes Hauptträgers ein sogenanntes „Verkehrslager“ durch Verschieben von Keilen wirksam. Der Hauptträger ist daher ein symmetrischer Balken auf drei Stützen, von denen das feste Lager in der Mitte, die beweglichen Lager (Pendel der Hublager) an den Enden der Brücke sitzen. Wir haben es also mit einem zweifach statisch unbestimmten System zu tun, da außer der überzähligen Stütze bekanntlich noch ein überzähliger Stab (St) vorhanden ist.

Wenn wir uns die senkrechte Teilkraft der Mittelstütze beseitigt sowie den Stab St durchschnitten denken, so erhalten wir das in Abb. 11 dargestellte statisch bestimmte Grundsystem, an dem die überzähligen Größen als äußere Kräfte wirken. Um eine möglichst einfache Rechnung

zu erhalten, führen wir die statisch unbestimmten Größen X_a und X_b so ein, daß in den bekannten Elastizitätsgleichungen

$$(12)\qquad \begin{cases} 0 = \Sigma S_o S_a \varrho - X_a \Sigma S_a^2 \varrho - X_b \Sigma S_a S_b \varrho \\ 0 = \Sigma S_o S_b \varrho - X_a \Sigma S_a S_b \varrho - X_b \Sigma S_b^2 \varrho \end{cases}$$

der Ausdruck $\Sigma S_a S_b \varrho = 0$ wird. Die obigen Gleichungen nehmen dann die einfache Form an:

$$(13)\qquad \begin{cases} X_a = \dfrac{\Sigma S_o S_a \varrho}{\Sigma S_a^2 \varrho} \\ X_b = \dfrac{\Sigma S_o S_b \varrho}{\Sigma S_b^2 \varrho}. \end{cases}$$

Zu diesem Zweck setzen wir die unbekannte Stabkraft

$$(14)\qquad St = X_b - \alpha X_a$$

und bestimmen den Beiwert α so, daß die vorstehende Bedingung $\Sigma S_a S_b \varrho = 0$ erfüllt wird.

2. Ermittlung des Beiwertes α.

Abb. 12 zeigt den Belastungszustand $X_a = -1$. Ein Vergleich mit Abb. 11 zeigt, daß der dort gezeichnete Belastungsfall für alle Stäbe links der Linie VI — 6 mit dem hier dargestellten übereinstimmt. Diese Stabkräfte können daher aus der Berechnung des vorigen Unterabschnitts übernommen werden. Abweichend sind nur die Stabkräfte des zur größeren Deutlichkeit in Abb. 13 besonders aufgezeichneten mittleren Trägerteils

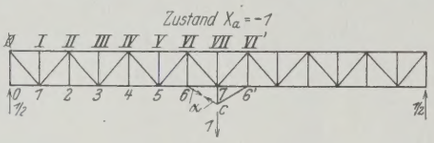


Abb. 12.

$$(15)\qquad V_{6a} = \alpha \sin\gamma$$

$$(16)\qquad U_{7a} = U_{6a} - \alpha\cos\gamma = \frac{3}{\operatorname{tg}\beta} - \alpha\cos\gamma$$

$$(17)\qquad V_{qa} = 1 - 2\alpha\sin\gamma$$

$$(18)\qquad D_{7a} = \frac{V_{qa}}{2\cdot\sin\beta} = \frac{1-2\alpha\sin\gamma}{2\cdot\sin\beta}$$

$$O_{7a} = O_{6a} + D_{6a}\cos\beta - D_{7a}\cos\beta$$

$$(19)\qquad O_{7a} = -\frac{7-2\alpha\sin\gamma}{2\cdot\operatorname{tg}\beta}.$$

Die Zahlenwerte vorstehender Ausdrücke werden erst nach Berechnung von α ermittelt.

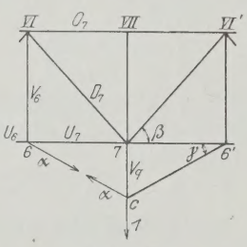


Abb. 13.

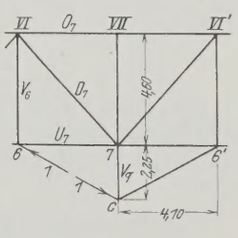


Abb. 14.

Abb. 14 stellt den Belastungsfall $X_b = -1$ dar. Man erkennt, daß dieser Belastungsfall der gleiche ist, wie ihn Abb. 8 zeigt. Die Werte von S_b gehen aus den Gl. 4 bis 8 hervor.

Die vorstehenden Werte von S_a und S_b werden nun in die Bestimmungsgleichung

$$\Sigma S_a S_b \varrho = 0$$

eingesetzt. V_q ist hierbei einmal, die übrigen Stäbe sind doppelt vorhanden.

$$2\alpha\sin\gamma(-\sin\gamma)\varrho_{V6} + 2\left(\frac{3}{\operatorname{tg}\beta} - \alpha\cos\gamma\right)\cos\gamma\,\varrho_{U7} + (1-2\alpha\sin\gamma)\,2\cdot\sin\gamma\,\varrho_{Vq} + 2\cdot\frac{1-2\alpha\sin\gamma}{2\cdot\sin\beta}\cdot\frac{\sin\gamma}{\sin\beta}\cdot\varrho_{D7} - 2\cdot\frac{7-2\alpha\sin\gamma}{2\cdot\operatorname{tg}\beta}\left(-\frac{\sin\gamma}{\operatorname{tg}\beta}\right)\varrho_{O7} - 2\alpha\,\varrho_{St} = 0.$$

Die Auflösung dieser Gleichung ergibt:

$$(20)\qquad \alpha = \frac{1}{2\cdot\sin\gamma}\cdot\frac{\dfrac{6\,\varrho_{U7}}{\operatorname{tg}\beta\cdot\operatorname{tg}\gamma} + 2\,\varrho_{Vq} + \dfrac{\varrho_{D7}}{\sin^2\beta} + \dfrac{7\,\varrho_{O7}}{\operatorname{tg}^2\beta}}{\varrho_{V6} + \dfrac{\varrho_{U7}}{\operatorname{tg}^2\gamma} + 2\,\varrho_{Vq} + \dfrac{\varrho_{D7}}{\sin^2\beta} + \dfrac{\varrho_{O7}}{\operatorname{tg}^2\beta} + \dfrac{\varrho_{St}}{\sin^2\gamma}}.$$

Nach Einsetzen der Zahlenwerte erhalten wir

$$\alpha = 0{,}826\,00 \qquad \alpha\sin\gamma = 0{,}397\,39 \qquad \alpha\cos\gamma = 0{,}724\,13.$$

Zu demselben Ergebnis gelangt man auch auf einfache Art unter Benutzung früherer Rechnungen. In der Bestimmungsgleichung $\Sigma S_a S_b \varrho = 0$ können wir $S_a = S_1 - \alpha S_b$ setzen, wo S_1 die Stabkraft im statisch bestimmten Grundsystem bedeutet, wenn in der Mitte eine Kraft 1 (nach unten gerichtet) wirkt. Wir zerlegen also S_a in zwei Teile, die jeder für sich nur von der abwärtswirkenden Kraft 1 und von der Stabkraft α beeinflußt werden.

$$\Sigma(S_1 - \alpha S_b) S_b \varrho = 0 \qquad \Sigma S_1 S_b \varrho - \alpha \Sigma S_b^2 \varrho = 0$$

$$\alpha = \frac{\Sigma S_1 S_b \varrho}{\Sigma S_b^2 \varrho}.$$

Die Stabkräfte S_1 und S_b decken sich mit den entsprechenden Stabkräften des vorigen Abschnitts. α ist daher gleich dem Werte der rechten Seite der Gl. 10, d. h. = 0,826 00.

3. Ermittlung von $\Sigma S_a^2 \varrho$ und $\Sigma S_b^2 \varrho$.

$$V_{6a} = \alpha\sin\gamma = 0{,}397\,39$$

$$U_{7a} = \frac{3}{\operatorname{tg}\beta} - \alpha\cos\gamma = 1{,}949\,79$$

$$V_{qa} = 1 - 2\alpha\sin\gamma = 0{,}205\,22$$

$$D_{7a} = \frac{1-2\alpha\sin\gamma}{2\cdot\sin\beta} = 0{,}137\,46$$

$$O_{7a} = -\frac{7-2\alpha\sin\gamma}{2\cdot\operatorname{tg}\beta} = -2{,}765\,37$$

$$St_a = +\alpha = 0{,}826\,00.$$

Mit Hilfe einer einfachen Tabellenrechnung ergibt sich:

$$\Sigma S_a^2 \varrho = 56{,}393\,28\ \text{cm}^{-1}.$$

Da der Zustand $S_b = -1$ hier der gleiche ist wie im Unterabschnitt A. 1 a, so ist

$$\Sigma S_b^2 \varrho = 7{,}085\,17\ \text{cm}^{-1}.$$

4. Ermittlung der X_a-Linie.

Eine ausführliche Vorberechnung hat zu dem Ergebnis geführt, daß die meist übliche Berechnung der Ausdrücke $\Sigma S_o S_a \varrho$ als Ordinaten einer Biegungslinie für den Belastungsfall $X_a = -1$ hier zu etwas ungenauen Werten führt, was wahrscheinlich dadurch zu erklären ist, daß das Verfahren der W-Gewichte zur Ermittlung der Biegungslinie nicht ganz genau ist, sondern auf gewissen vereinfachenden Annahmen beruht. In folgendem wird gezeigt, daß man in besonderen Fällen die genauen Werte $\Sigma S_o S_a \varrho$ für jede Stellung der wandernden Last 1 auch unmittelbar auf verhältnismäßig einfache Weise berechnen kann.

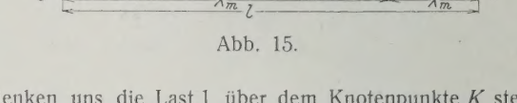


Abb. 15.

Wir denken uns die Last 1 über dem Knotenpunkte K stehend, der vom linken Auflager den Abstand $K\lambda$, vom rechten den Abstand $l - K\lambda$ hat (Abb. 15).

a) Einfluß der Gurtstäbe.

Für einen beliebigen Gurtstab gilt

$$S_o = \pm\frac{M_o}{h}$$

$$S_a = \pm\frac{M_a}{h}$$

$$(21)\qquad \Sigma S_o S_a \varrho = \frac{1}{h^2}\cdot\Sigma M_o M_a \varrho.$$

Um den Ausdruck $\Sigma M_o M_a \varrho$ zu finden, betrachten wir je zwei symmetrisch zueinander liegende Knotenpunkte m und m' und bestimmen zunächst den Ausdruck

$$M_{mo} M_{ma} \varrho_m + M_{m'o} M_{m'a} \varrho_{m'}.$$

Dieser Ausdruck wird, da $M_{ma} = M_{m'a}$ und $\varrho_m = \varrho_{m'}$, gleich $(M_{mo} + M_{m'o}) M_{ma} \varrho_m$. Dann folgt

$$(22)\qquad \Sigma M_o M_a \varrho = \sum_{m=1}^{m=7} (M_{mo} + M_{m'o}) M_{ma} \varrho_m.$$

Dabei ist zu beachten, daß für $m = 6$ wegen des Angriffs der Kraft α zwei Momente M_{6l} und M_{6r} zu berechnen sind, je nachdem, ob der betreffende Schnitt links oder rechts vom Punkte 6 geführt wird. Ferner ist zu beachten, daß die Werte ϱ_1 bis ϱ_5 für die Stablänge 2λ, die übrigen ϱ für die Stablänge λ zu bemessen sind.

Für die Lage des Punktes m sind drei Fälle zu unterscheiden.

1. $m \leqq K$.

$$M_{mo} = \left(1 - \frac{K\lambda}{l}\right) X_m$$
$$M_{m'o} = \frac{K\lambda}{l} \cdot X_m$$
$$M_{mo} + M_{m'o} = X_m = m\lambda$$
$$M_{ma} = \frac{1}{2} \cdot X_m = \frac{1}{2} \cdot m\lambda$$

(23) $$(M_{mo} + M_{m'o})\, M_{ma}\, \varrho_m = \frac{\varrho_m}{2} \cdot X_m{}^2 = \frac{\lambda^2}{2} \cdot \varrho_m\, m^2.$$

Setzen wir für M_m den Ausdruck $S_m h$ und dividieren wir die Gleichung durch $\frac{\lambda^2}{2}$, so folgt

(23a) $$\frac{2h^2}{\lambda^2} (S_{mo} + S_{m'o})\, S_{ma}\, \varrho_m = \varrho_m\, m^2.$$

2. $K < m < 7$.

$$M_{mo} + M_{m'o} = \frac{K\lambda}{l} (X_m + X'_m) = K\lambda$$
$$M_{ma} = {}^1/_2\, m\lambda$$

(24) $$(M_{mo} + M_{m'o})\, M_{ma}\, \varrho_m = \frac{\lambda^2}{2} \cdot \varrho_m\, K\, m.$$

(24a) $$\frac{2h^2}{\lambda^2} (S_{mo} + S_{m'o})\, S_{ma}\, \varrho_m = \varrho_m\, K\, m.$$

3. $m = 7$.

$$M_{7o} = \frac{K\lambda}{l} \cdot \frac{l}{2} = \frac{K\lambda}{2} = M_{7'o}$$
$$M_{7a} = \frac{1}{2} \cdot \frac{l}{2} - \alpha\lambda \sin\gamma = \lambda\,(3{,}5 - \alpha \sin\gamma).$$

(25) $$(M_{7o} + M_{7'o})\, M_{7a}\, \varrho_{O7} = \frac{\lambda^2}{2} \cdot \varrho_{O7}\, K\,(3{,}5 - \alpha \sin\gamma).$$

(25a) $$\left\{ \begin{aligned} &\frac{2h^2}{\lambda^2} (O_{7o} + O_{7'o})\, O_{7a}\, \varrho_{O7} = \varrho_{O7}\, K\,(3{,}5 - \alpha \sin\gamma) \\ &\qquad = \varrho_{O7}\, K\, 3{,}102\,61 = K\, 3{,}685\,90\,\mathrm{cm}^{-1}. \end{aligned} \right.$$

Berechnung des Moments M_{6r}.

1. $K < 7$.

$$M_{6or} = \frac{K\lambda}{l} \cdot 8\lambda$$
$$M_{6'or} = \frac{K\lambda}{l} \cdot 6\lambda$$
$$M_{6or} + M_{6'or} = K\lambda$$
$$M_{6ar} = \frac{1}{2} \cdot 6\lambda - \alpha \cos\gamma\, h$$
$$h = \lambda \operatorname{tg}\beta$$
$$M_{6ar} = 3\lambda - \alpha \cos\gamma\, \lambda \operatorname{tg}\beta = \lambda\,(3 - \alpha \operatorname{tg}\beta \cdot \cos\gamma).$$

(26) $$(M_{6or} + M_{6'or})\, M_{6ar}\, \varrho_{U7} = K\lambda^2\, \varrho_{U7}\,(3 - \alpha \operatorname{tg}\beta \cdot \cos\gamma).$$

(26a) $$\left\{ \begin{aligned} &\frac{2h^2}{\lambda^2} \cdot (U_{7o} + U_{7'o})\, U_{7a}\, \varrho_{U7} = \varrho_{U7} \cdot 2K\,(3 - \alpha \operatorname{tg}\beta \cdot \cos\gamma) \\ &\qquad = \varrho_{u7}\, K\, 4{,}375\,13 = K\, 3{,}180\,72\,\mathrm{cm}^{-1}. \end{aligned} \right.$$

2. $K = 7$ (Kraft 1 in Trägermitte).

$$M_{6or} = \frac{1}{2} \cdot 6\lambda = 3\lambda$$
$$M_{6'or} = M_{6or} = 3\lambda.$$

(27) $$(M_{6or} + M_{6'or})\, M_{6ar}\, \varrho_{u7} = 6\lambda^2\, \varrho_{u7}\,(3 - \alpha \operatorname{tg}\beta \cdot \cos\gamma).$$

(27a) $$\frac{2h^2}{\lambda^2} (U_{7o} + U_{7'o}) U_{7a}\, \varrho_{u7} = \varrho_{u7} \cdot 6 \cdot 4{,}375\,13 = \varrho_{u7} \cdot 26{,}250\,78.$$

b) Einfluß der Streben.

α) $K < 7$.

1. $m \leqq K$

$$D_{mo} = \pm\left(1 - \frac{K\lambda}{l}\right) \frac{1}{\sin\beta}$$
$$D_{m'o} = \pm \frac{K\lambda}{l} \cdot \frac{1}{\sin\beta}$$
$$D_{ma} = D_{m'a} = \pm \frac{1}{2 \cdot \sin\beta}.$$

(28) $$(D_{mo} + D_{m'o})\, D_{m'a}\, \varrho_{Dm} = \frac{\varrho_{Dm}}{2 \cdot \sin^2\beta}.$$

(28a) $$\frac{2h^2}{\lambda^2} (D_{mo} + D_{m'o})\, D_{ma}\, \varrho_{Dm} = 2 \cdot \operatorname{tg}^2\beta \cdot \frac{\varrho_{Dm}}{2 \cdot \sin^2\beta} = \frac{\varrho_{Dm}}{\cos^2\beta} = \varrho_{Dm} \cdot 2{,}258\,77.$$

2. $m > K$.

$$D_{mo} = -D_{m'o}$$

(29) $$(D_{mo} + D_{m'o})\, D_{ma}\, \varrho_{Dm} = 0.$$

Aus den Gl. 28a und 29 folgt:

(29a) $$\frac{2h^2}{\lambda^2} \cdot \Sigma\, D_{mo}\, D_{ma}\, \varrho_{Dm} = 2{,}258\,77 \sum_{m=1}^{m=K} \varrho_{Dm}.$$

β) $K = 7$ (Kraft 1 in Trägermitte).

1. $m < 7$.

$$D_{mo} = D_{m'o} = \pm \frac{1}{2 \cdot \sin\beta}.$$

(30) $$(D_{mo} + D_{m'o})\, D_{ma}\, \varrho_{Dm} = \frac{\varrho_{Dm}}{2 \cdot \sin^2\beta}.$$

(30a) $$\frac{2h^2}{\lambda^2} (D_{mo} + D_{m'o})\, D_{ma}\, \varrho_{Dm} = \varrho_{Dm} \cdot 2{,}258\,77.$$

2. $m = 7$.

$$D_{7o} = D_{7'o} = + \frac{1}{2 \cdot \sin\beta}.$$
$$D_{7a} = \frac{1 - 2\alpha \sin\gamma}{2 \cdot \sin\beta} \quad \text{(Formel 18)}.$$

(31) $$\frac{2h^2}{\lambda^2} (D_{7o} + D_{7'o})\, D_{7a}\, \varrho_{D7} = 2 \operatorname{tg}^2\beta \frac{1}{\sin\beta} \cdot \frac{1 - 2\alpha \sin\gamma}{2 \cdot \sin\beta} \cdot \varrho_{D7} = \varrho_{D7} \frac{1 - 2\alpha \sin\gamma}{\cos^2\beta} = 0{,}381\,51\,\mathrm{cm}^{-1}.$$

(32) $$\frac{2h^2}{\lambda^2} \cdot \Sigma\, D_{mo}\, D_{ma}\, \varrho_{Dm} = 2{,}258\,77 \sum_{m=1}^{m=6} \varrho_{Dm} + 0{,}381\,51\,\mathrm{cm}^{-1}.$$

c) Einfluß der Pfosten.

Von den V_a-Werten sind von O verschieden nur

$$\left.\begin{aligned} V_{oa} &= -{}^1/_2 \\ V_{6a} &= +\,0{,}397\,39 \end{aligned}\right\} \text{ s. Tafel 6.}$$

Wandert die Last 1 über die obere Fahrbahn, so ist V_{6o} und $V_{6'o} = 0$, so daß nur die beiden Endpfosten von Einfluß auf $\Sigma S_o S_a \varrho$ sind. Wandert dagegen die Last 1 über die untere Fahrbahn, so ist bei Laststellung $K = 6$ oder $K = 6'$ auch der Pfosten V_6 oder V_6' von Einfluß. Streng genommen sind also die Einflußlinien etwas verschieden, je nachdem, ob die Lasten in der oberen oder in der unteren Fahrbahn angreifen. Wegen des geringen Einflusses der Pfosten V_6 und V_6' werden aber zur Vereinfachung die Einflußlinien unter der Annahme ermittelt, daß die Lasten sämtlich in der oberen Fahrbahn wirken.

$$V_{oo} + V_{o'o} = -1.$$

(33) $$\frac{2h^2}{\lambda^2} (V_{oo} + V_{o'o})\, V_{oa}\, \varrho_{vo} = 2 \cdot \operatorname{tg}^2\beta \cdot {}^1/_2 \cdot \varrho_{vo} = \operatorname{tg}^2\beta\, \varrho_{vo} = 1{,}258\,77 \cdot 0{,}485 = 0{,}610\,51\,\mathrm{cm}^{-1}.$$

In umstehender Tafel 7 sind für jede Laststellung ($K = 1$ bis $K = 7$) die Werte $Z_m = \frac{2h^2}{\lambda^2} (S_{mo} + S_{m'o}) S_{ma}\, \varrho_m$ errechnet. Dann folgt, wenn die Zahlen Z_m für alle Stäbe zusammengezählt werden,

(34) $$\Sigma\, S_o S_a \varrho = \frac{\lambda^2}{2h^2} \cdot \Sigma\, Z_m = \frac{\Sigma\, Z_m}{2 \cdot \operatorname{tg}^2\beta}.$$

Die Ordinaten der Einflußlinie für X_a sind dann:

$$\eta_a = \frac{\Sigma S_o S_a \varrho}{\Sigma S_a{}^2 \varrho} = \frac{\Sigma Z_m}{2 \cdot \operatorname{tg}^2\beta\, \Sigma S_a{}^2 \varrho}$$

(35) $$\eta_a = 0{,}007\,04\,\mathrm{cm} \cdot \Sigma Z_m.$$

Rechts von der stark ausgezogenen Treppenlinie der vorstehenden Tafel sind die Zahlenwerte Z_m für alle Werte von K gleich groß. Das Ausfüllen der Tafel ist mit ziemlich einfachen Rechenoperationen möglich.

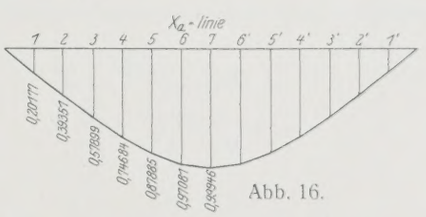


Abb. 16.

Ordinaten der X_a-Linie:

$$\eta_{1a} = 0{,}007\,04 \cdot 28{,}644 = 0{,}201\,77$$
$$\eta_{2a} = 0{,}007\,04 \cdot 55{,}865 = 0{,}393\,51$$
$$\eta_{3a} = 0{,}007\,04 \cdot 82{,}196 = 0{,}578\,99$$
$$\eta_{4a} = 0{,}007\,04 \cdot 106{,}024 = 0{,}746\,84$$
$$\eta_{5a} = 0{,}007\,04 \cdot 124{,}766 = 0{,}878\,85$$
$$\eta_{6a} = 0{,}007\,04 \cdot 137{,}821 = 0{,}970\,81$$
$$\eta_{7a} = 0{,}007\,04 \cdot 141{,}888 = 0{,}999\,46.$$

In Abb. 16 ist die Linie aufgetragen.

Tafel 7.

Stab	ϱ cm^{-1}	$\sum_{m=1}^{m=K} \varrho_{Dm}$ $(K<7)$	$Z_m = \frac{2h^2}{\lambda^2}(S_{mo}+S_{m'o})S_{ma}\varrho$ in cm^{-1}						
			$K=1$	$K=2$	$K=3$	$K=4$	$K=5$	$K=6$	$K=7$
$\frac{O_1+O_2}{O_1'+O_2'}$	1,644	—	1,644	1,644	1,644	1,644	1,644	1,644	1,644
$\frac{U_2+U_3}{U_2'+U_3'}$	1,082	—	2,164	4,328	4,328	4,328	4,328	4,328	4,328
$\frac{O_3+O_4}{O_3'+O_4'}$	0,834	—	2,502	5,004	7,506	7,506	7,506	7,506	7,506
$\frac{U_4+U_5}{U_4'+U_5'}$	0,955	—	3,820	7,640	11,460	15,280	15,280	15,280	15,280
$\frac{O_5+O_6}{O_5'+O_6'}$	1,033	—	5,165	10,330	15,495	20,660	25,825	25,825	25,825
$\frac{U_6}{U_6'}$	0,615	—	3,690	7,380	11,070	14,760	18,450	22,140	22,140
$\frac{O_7}{O_7'}$	0,594	—	3,686	7,372	11,058	14,744	18,430	22,115	25,801
$\frac{U_7}{U_7'}$	0,727	—	3,181	6,361	9,542	12,723	15,904	19,084	19,084
$\frac{D_1}{D_1'}$	0,966	0,966	2,182	5,195	9,482	13,769	16,789	19,288	19,288
$\frac{D_2}{D_2'}$	1,334	2,300	—						
$\frac{D_3}{D_3'}$	1,898	4,198	—	—					
$\frac{D_4}{D_4'}$	1,898	6,096	—	—	—				
$\frac{D_5}{D_5'}$	1,337	7,433	—	—	—	—			
$\frac{D_6}{D_6'}$	1,106	8,539	—	—	—	—	—		
$\frac{D_7}{D_7'}$	0,823	—	—	—	—	—	—	—	0,382
$\frac{V_o}{V_{o'}}$	0,485	—	0,611	0,611	0,611	0,611	0,611	0,611	0,611
		$\sum Z_m =$	28,644	55,865	82,196	106,024	124,766	137,821	141,888

5. Ermittlung der X_b-Linie.

Bei Bestimmung der Ausdrücke $\sum S_o S_b \varrho$ braucht nur mit den Stäben $O_7 + O_7'$, $U_7 + U_7'$, $D_7 + D_7'$ gerechnet zu werden, weil für sämtliche übrigen Stäbe entweder S_o oder $S_b = 0$ ist.

1. $K<7$.

$$O_{7o} = O_{7'o} = -\frac{K\lambda}{l}\cdot\frac{l}{2}\cdot\frac{1}{h} = -\frac{K}{2\cdot\operatorname{tg}\beta}$$

$$O_{7b} = -0{,}428\,80 \quad \text{(s. Gl. 7)}$$

$$U_{7o} = \frac{K\lambda}{l}\cdot\frac{8\lambda}{h} = \frac{K\,8\lambda}{l\operatorname{tg}\beta}$$

$$U_{7'o} = \frac{K\lambda}{l}\cdot\frac{6\lambda}{h} = \frac{K\,6\lambda}{l\operatorname{tg}\beta}$$

$$U_{o7} + U_{o7'} = \frac{K\,14\lambda}{l\operatorname{tg}\beta} = \frac{K}{\operatorname{tg}\beta}$$

$$U_{b7} = +0{,}876\,67 \quad \text{(s. Gl. 5)}$$

$$D_{o7} = -D_{o7'}$$

$$D_{o7} + D_{o7'} = 0$$

$$D_{b7} = +0{,}644\,46 \quad \text{(s. Gl. 6)}.$$

(36) $$\sum S_o S_b \varrho = (O_{o7} + O_{o7'})O_{b7}\varrho_{o7} + (U_{o7} + U_{o7'})U_{b7}\varrho_{U7} + (D_{o7} + D_{o7'})D_{b7}\varrho_{D7} = K\,0{,}795\,08\ \text{cm}^{-1}.$$

2. $K=7$.

$$O_{o7} = O_{o7'} = -\frac{3{,}5}{\operatorname{tg}\beta}$$

$$O_{o7} + O_{o7'} = -\frac{7}{\operatorname{tg}\beta} = -6{,}239\,10$$

$$U_{o7} = U_{o7'} = \frac{3}{\operatorname{tg}\beta}$$

$$U_{o7} + U_{o7'} = \frac{6}{\operatorname{tg}\beta} = 5{,}347\,80$$

$$D_{o7} = D_{o7'} = \frac{1}{2\cdot\sin\beta}$$

$$D_{o7} + D_{o7'} = \frac{1}{\sin\beta} = 1{,}339\,56.$$

(37) $$\sum S_o S_b \varrho = 5{,}352\,78\ \text{cm}^{-1}.$$

Ordinaten der X_b-Linie:

$$\frac{1}{\sum S_b^2 \varrho} = 0{,}141\,14 \text{ cm} \quad \text{(s. Unterabschnitt A. 1a)}$$

$$\eta_{1b} = 1\cdot 0{,}795\,08\cdot 0{,}141\,14 = 0{,}112\,22$$

$$\eta_{2b} = 2\cdot 0{,}795\,08\cdot 0{,}141\,14 = 0{,}224\,44$$

$$\eta_{3b} = 3\cdot 0{,}795\,08\cdot 0{,}141\,14 = 0{,}336\,65$$

$$r_{4b} = 4 \cdot 0{,}79508 \cdot 0{,}14114 = 0{,}48887$$
$$r_{5b} = 5 \cdot 0{,}79508 \cdot 0{,}14114 = 0{,}56109$$
$$r_{6b} = 6 \cdot 0{,}79508 \cdot 0{,}14114 = 0{,}67331$$
$$r_{7b} = \quad 5{,}35278 \cdot 0{,}14114 = 0{,}75549.$$

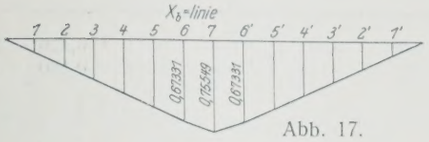


Abb. 17.

Die X_b-Linie verläuft vom Auflagerpunkte bis Punkt 6 geradlinig. In Abb. 17 ist die Linie aufgetragen.

6. Einflußlinien der Gurtstäbe.

$$S_m = S_{mo} - S_{ma} X_a - S_{mb} X_b = S_{ma} \left(\frac{S_{mo}}{S_{ma}} - X_a - \frac{S_{mb}}{S_{ma}} \cdot X_b \right).$$

Zur Berechnung der $\frac{S_{mo}}{S_{ma}}$-Linien ermitteln wir zunächst die Größe der Strecke r_m, die die Verlängerung des rechten Teils der Einflußlinie auf der linken Auflagersenkrechten abschneidet (Abb. 18). Bei der M_{mo}-Linie ist diese Strecke bekanntlich $= X\,m$, daher bei der S_{mo}-Linie $= \pm \frac{X\,m}{h}$.

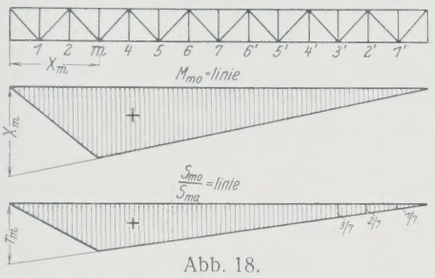


Abb. 18.

Also folgt:

$$r_m = \pm \frac{X\,m}{h\,S_{ma}}.$$

Für $m < 7$ ist $S_{ma} = \pm \frac{1}{2} \cdot \frac{X\,m}{h}$,

folglich

$$r_m = \frac{X\,m}{\frac{1}{2} X\,m}.$$

(38) $$r_m = 2.$$

Die Berechnung der Ordinaten der $\frac{S_{mo}}{S_{ma}}$-Linie ist sehr einfach. Man beginnt mit der Ordinate bei 1', diese wird $= \frac{2}{14} = \frac{1}{7}$, worauf die sämtlichen Ordinaten im rechten Teil bis zum Punkte m gegeben sind. Die Berechnung der links von m liegenden Ordinaten bietet ebenfalls nichts Besonderes. Für die Stäbe O_1 bis U_6 einschließlich ist $S_b = 0$. Also gilt für diese Stäbe die einfache Gleichung

(39) $$S_m = S_{ma} \left(\frac{S_{mo}}{S_{ma}} - X_a \right).$$

Wenn der Faktor S_{ma} als Multiplikator μ aufgefaßt wird, so stellt der Klammerausdruck die Einflußlinie des betreffenden Gurtstabes dar. $\frac{S_{mo}}{S_{ma}}$ wird dabei stets als positiv angesehen, der Wechsel im Vorzeichen (ob Zug- oder Druckstab) kommt zum Schluß der Rechnung von selbst durch den Multiplikator zustande.

Für die Stäbe O_7 und U_7 ist S_b nicht $= 0$.

Für Stab O_7:

$$r_7 = -\frac{7\,\lambda}{h\,O_{7a}} = -\frac{7}{\operatorname{tg}\beta\,O_{7a}} = \frac{0{,}89130 \cdot 7}{2{,}76537} = 2{,}25616.$$

$$\frac{O_{7b}}{O_{7a}} = \frac{-0{,}42880}{-2{,}76537} = 0{,}15506.$$

(40) $$O_7 = O_{7a} \left(\frac{O_{7o}}{O_{7a}} - X_a - 0{,}15506\, X_b \right).$$

Für Stab U_7:

$$r_{U7} = \frac{6\,\lambda}{h\,U_{7a}} = \frac{6 \cdot 0{,}89130}{1{,}94979} = 2{,}74278$$

$$\frac{U_{7b}}{U_{7a}} = \frac{0{,}87667}{1{,}94979} = 0{,}44962.$$

(41) $$U_7 = U_{7a} \left(\frac{U_{7o}}{U_{7a}} - X_a - 0{,}44962\, X_b \right).$$

In untenstehender Tafel 8 sind die Einflußordinaten für sämtliche Gurtstäbe ermittelt.

7. Einflußlinien der Streben.

$$D_m = D_{mo} - D_{ma} X_a - D_{mb} X_b = D_{ma} \left(\frac{D_{mo}}{D_{ma}} - X_a - \frac{D_{mb}}{D_{ma}} X_b \right).$$

Für $m < 7$.

(42) $$D_m = \pm \frac{1}{2 \cdot \sin\beta} \left(\frac{D_{mo}}{D_{ma}} - X_a \right) = \pm 0{,}66978 \left(\frac{D_{mo}}{D_{ma}} - X_a \right).$$

Für $m = 7$.

$$r_{D7} = \frac{1}{\sin\beta\, D_{a7}} = \frac{1{,}33956}{0{,}13746} = 9{,}74535.$$

(43) $$D_7 = D_{7a} \left(\frac{D_{7o}}{D_{7a}} - X_a - 4{,}68847\, X_b \right).$$

In umstehender Tafel 9 (S. 188) sind die Einflußordinaten für sämtliche Streben ermittelt.

8. Sonstige Einflußlinien.

α) Auflagerdruck A am linken Lager

$$A = A_o - A_a X_a - A_b X_b$$
$$A_a = {}^1/_2 \qquad A_b = 0.$$

(44) $$A = A_a \left(\frac{A_o}{A_a} - X_a \right).$$

$$r_m = \frac{1}{A_a} = \frac{1}{{}^1/_2} = 2.$$

Tafel 8.

Stab	Multiplikator μ		Knotenpunkt 1	2	3	4	5	6	7	6'	5'	4'	3'	2'	1'
$O_1 = O_2$		S_o/S_a	1,857	1,714	1,571	1,429	1,286	1,147	1,000	0,857	0,714	0,571	0,429	0,285	0,143
	$-0{,}446$	η	1,655	1,320	0,992	0,682	0,407	0,172	0,001	$-0{,}114$	$-0{,}165$	$-0{,}175$	$-0{,}150$	$-0{,}108$	$-0{,}059$
$U_2 = U_3$		S_o/S_a	0,857												
	$+0{,}891$	η	0,655	„	„	„	„	„	„	„	„	„	„	„	„
$O_3 = O_4$		S_o/S_a	0,524	1,048											
	$-1{,}337$	η	0,322	0,654	„	„	„	„	„	„	„	„	„	„	„
$U_4 = U_5$		S_o/S_a	0,357	0,714	1,071										
	$+1{,}783$	η	0,155	0,321	0,492	„	„	„	„	„	„	„	„	„	„
$O_5 = O_6$		S_o/S_a	0,257	0,514	0,771	1,029									
	$-2{,}228$	η	0,055	0,120	0,192	0,282	„	„	„	„	„	„	„	„	„
U_6		S_o/S_a	0,190	0,381	0,571	0,762	0,952								
	$+2{,}674$	η	$-0{,}011$	$-0{,}013$	$-0{,}008$	0,015	0,074	„	„	„	„	„	„	„	„
O_7		S_o/S_a	0,161	0,322	0,483	0,645	0,806	0,967	1,128	} Linie ist symmetrisch					
		$S_b/S_a\,X_b$	0,017	0,035	0,052	0,070	0,087	0,104	0,117						
	$-2{,}765$	η	$-0{,}058$	$-0{,}106$	$-0{,}148$	$-0{,}172$	$-0{,}160$	$-0{,}108$	$+0{,}011$						
U_7		S_o/S_a	0,261	0,522	0,784	1,045	1,306	1,567	1,371	1,175	0,980	0,784	0,588	0,392	0,196
		$S_b/S_a\,X_b$	0,050	0,101	0,151	0,201	0,252	0,303	0,340	0,303	0,252	0,202	0,151	0,101	0,050
	$+1{,}950$	η	0,009	0,028	0,053	0,096	0,175	0,293	0,032	$-0{,}098$	$-0{,}152$	$-0{,}165$	$-0{,}143$	$-0{,}103$	$-0{,}056$

Tafel 9.

Stab	Multiplikator μ		Knotenpunkt 1	2	3	4	5	6	7	6′	5′	4′	3′	2′	1′
D_1	+ 0,670	S_o/S_a	1,857	1,714	1,571	1,429	1,286	1,143	1,000	0,857	0,714	0,571	0,429	0,288	0,143
		η	1,655	1,321	0,992	0,682	0,407	0,172	0,001	— 0,114	— 0,165	— 0,175	— 0,150	— 0,108	— 0,059
D_2	— 0,670	S_o/S_a	— 0,143												
		η	— 0,345	„	„	„	„	„	„	„	„	„	„	„	„
D_3	+ 0,670	S_o/S_a		— 0,286											
		η	„	— 0,679	„	„	„	„	„	„	„	„	„	„	„
D_4	— 0,670	S_o/S_a			— 0,429										
		η	„	„	— 1,008	„	„	„	„	„	„	„	„	„	„
D_5	+ 0,670	S_o/S_a				— 0,571									
		η	„	„	„	— 1,318	„	„	„	„	„	„	„	„	„
D_6	— 0,670	S_o/S_a					— 0,714								
		η	„	„	„	„	— 1,593	„	„	„	„	„	„	„	„
D_7	+ 0,137	S_o/S_a	— 0,696	— 1,392	— 2,088	— 2,784	— 3,480	— 4,177	4,873	4,177	3,480	2,784	2,088	1,392	0,696
		$S_b/S_a X_b$	0,526	1,052	1,578	2,105	2,631	3,157	3,542	3,157	2,631	2,105	1,578	1,052	0,526
		η	— 1,424	— 2,838	— 4,246	— 5,636	— 6,990	— 8,304	+ 0,331	+ 0,049	— 0,029	— 0,067	— 0,069	— 0,054	— 0,032

Die Ordinaten η_1 bis η_1' sind daher die gleichen wie bei der O_1-Linie. Abweichend ist nur die Ordinate η_0, die hier = 2 ist. Multiplikator $\mu = {}^1/_2$.

Die Einflußlinie für A ist gleichzeitig die Einflußlinie für den Endpfosten V_o, wobei der Multiplikator = $-{}^1/_2$ ist.

β) Überzählige Strebe St.

$$St = X_b - \alpha X_a \quad \text{(s. Gl. 14).}$$

Die Ordinaten werden in Tafel 10 ermittelt. Multiplikator $\mu = 1$.

Tafel 10.

Knotenpunkt	X_b	αX_a	η
1	0,11222	0,16660	— 0,05438
2	0,22444	0,32504	— 0,10060
3	0,33665	0,47825	— 0,14159
4	0,44887	0,61689	— 0,16802
5	0,56109	0,72593	— 0,16484
6	0,67331	0,80189	— 0,13858
7	0,75549	0,82555	— 0,07006

γ) Pfosten V_6.

Greifen die Lasten nur in der oberen Fahrbahn an, so ist

(45) $$V_6 = St \sin\gamma \quad \text{(Abb. 5).}$$

Die Einflußlinie ist also dieselbe wie für St. Multiplikator $\mu = \sin\gamma = 0{,}48110$.

Hier ist es noch erforderlich, den Einfluß einer im Punkte 6 angreifenden Last 1 auf den Stab V_6 zu untersuchen. Die oben errechneten Werte von X_a und X_b ändern sich noch um den Betrag, der von dem Ausdruck $V_{6o} V_{6a} \varrho_{v6}$ bezw. $V_{6o} V_{6b} \varrho_{v6}$ hervorgerufen wird.

Die weitere Rechnung ergibt

$$V_6 = V_{6o} - V_{6a} X_a - V_{6b} X_b = 0{,}88674.$$

Während bei allen anderen Laststellungen im Stab V_6 ein Druck erzeugt wird, ruft eine im Punkt 6 angreifende Last im Stab V_6 einen Zug hervor.

A. 2b. Verkehrslast.

Belastung der oberen Fahrbahn.

Abb. 19 zeigt den Querschnitt durch die Brücke, aus dem die Lage der vier Gleise zu erkennen ist. Da die beiden äußeren Gleise auf

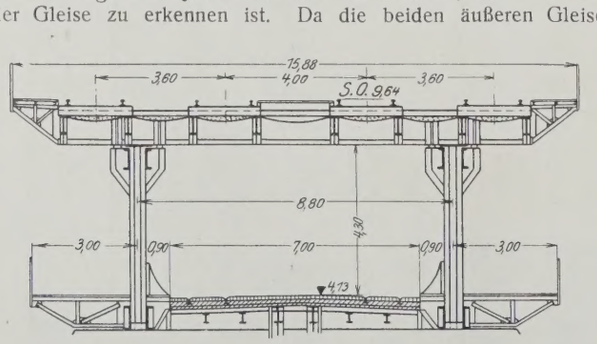


Abb. 19.

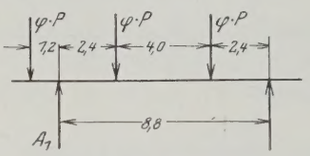


Abb. 20.

überhängenden Querträgerkonsolen liegen, sind für die Belastung eines Hauptträgers zwei Grenzfälle der Gleisbesetzung zu unterscheiden. Wir betrachten den linken der beiden Hauptträger.

Fall 1. Größte positive Belastung (Abb. 20).

Das Achsgewicht für ein Gleis sei P, so folgt unter Berücksichtigung der Stoßzahl φ

(46) $$A_1 = \frac{\varphi P}{8{,}8}(2{,}4 + 6{,}4 + 10) = 2{,}136\,\varphi P.$$

Nach der Reichsbahnvorschrift ist für eine Stützweite von 28,7 m $\varphi = 1{,}47$.

Gewicht einer Lokomotivachse = 25 t
„ „ Güterwagenachse = 20 t.

$$A_{1L} = 2{,}136 \cdot 1{,}47 \cdot 25 = 78{,}5 \text{ t}$$
$$A_{1G} = 2{,}136 \cdot 1{,}47 \cdot 20 = 62{,}9 \text{ t.}$$

Fall 2. Größte negative Belastung (Abb. 21).

(47) $$A_2 = -\varphi P \cdot \frac{1{,}2}{8{,}8} = -0{,}136\,\varphi P.$$

$$A_{2L} = -0{,}136 \cdot 1{,}47 \cdot 25 = -5{,}0 \text{ t}$$
$$A_{2G} = -0{,}136 \cdot 1{,}47 \cdot 20 = -4{,}0 \text{ t.}$$

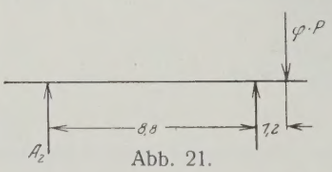


Abb. 21.

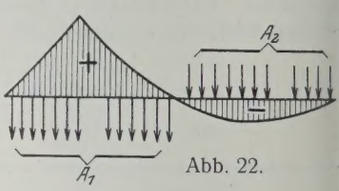


Abb. 22.

Fast sämtliche Einflußlinien enthalten positive und negative Zweige. Bei der Auswertung der Einflußlinien ist darauf zu achten, daß zur Erzielung von max S nicht nur der positive Zweig mit den Lasten A_1, sondern auch der negative Zweig mit den Lasten A_2 zu besetzen ist, da die Lasten A_2 dann gleichfalls einen positiven Beitrag liefern (Abb. 22). Entsprechend muß zur Erzielung von min S der positive Zweig mit den Lasten A_2, der negative Zweig mit den Lasten A_1 bestellt werden.

Die Auswertung sämtlicher Einflußlinien würde für diese Abhandlung zu weit führen. Wir begnügen uns daher damit, einige bemerkenswerte Beispiele hier näher zu behandeln.

Bezeichnen wir die unter den Lokomotivlasten befindlichen Einflußordinaten mit η_{L+} und η_{L-}, die unter den Güterwagenachsen befindlichen Ordinaten mit η_{G+} und η_{G-}, so folgt im allgemeinen für einen beliebigen Stab:

(48) $$\frac{\max}{\min} S = \mu\,[A_{1L} \Sigma\eta_{L+} + A_{1G} \Sigma\eta_{G+} + A_{2L} \Sigma\eta_{L-} + A_{2G} \Sigma\eta_{G-}]$$

max gilt für positive μ
min „ „ negative μ.

(49) $$\frac{\min}{\max} S = \mu\,[A_{1L} \Sigma\eta_{L-} + A_{1G} \Sigma\eta_{G-} + A_{2L} \Sigma\eta_{L+} + A_{2G} \Sigma\eta_{G+}]$$

min gilt für positive μ
max „ „ negative μ.

Stab O_5.

Abb. 23 zeigt die Einflußlinie mit der ungünstigsten Stellung des Lastenzuges im positiven und negativen Teil. Abb. 24 zeigt den schematischen Brückengrundriß, in dem die Belastung der einzelnen Gleise für min O kenntlich gemacht ist. Zu beachten ist, daß die Brücke wegen der kreisförmigen Endabschlüsse ziemlich weitausladende Endkonsole erhält, deren Belastung dadurch berücksichtigt werden muß, daß die Einflußlinien ein gewisses Stück (rd. 70 cm) über die Auflagerpunkte verlängert gedacht werden. Bei Stab O_5 z. B. bringt infolgedessen die nächste außerhalb der rechten Auflagersenkrechten stehende Güterwagenachse einen gewissen Beitrag.

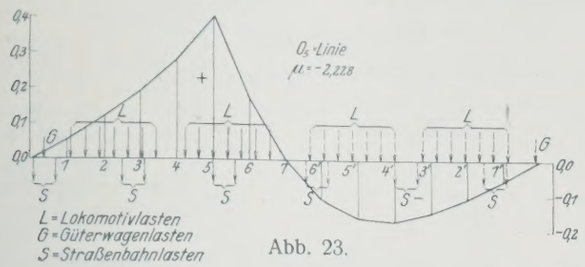


Abb. 23.

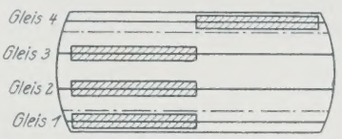


Abb. 24.

$$\mu = -2{,}228$$

$$\Sigma\eta_{L+} = 2{,}823 \qquad \Sigma\eta_{G+} = 0{,}034$$
$$\Sigma\eta_{L-} = -1{,}754 \qquad \Sigma\eta_{G-} = -0{,}007.$$
$$\min O_5 = -518 \text{ t} \qquad \max O_5 = 339{,}5 \text{ t.}$$

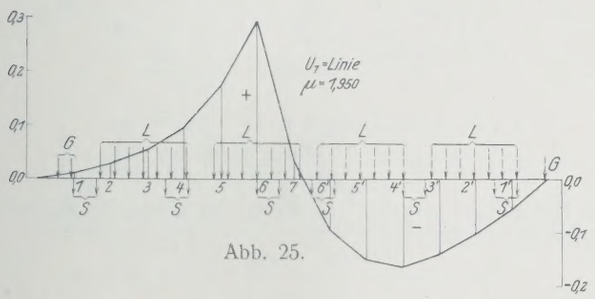


Abb. 25.

Stab U_7 (Abb. 25).

Die Laststellung für max U_7 ist ähnlich der für min O_5. Das Grundrißschema ist das gleiche wie in Abb. 24.

$$\Sigma\eta_{L+} = 1{,}579 \qquad \Sigma\eta_{L-} = -1{,}639$$
$$\Sigma\eta_{G+} = 0{,}027 \qquad \Sigma\eta_{G-} = -0{,}009.$$
$$\mu = 1{,}950 \qquad \max U_7 = 261{,}07 \text{ t} \qquad \min U_7 = -267{,}60 \text{ t.}$$

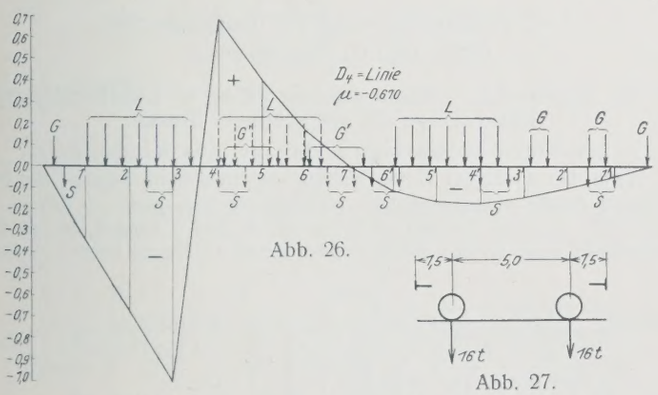


Abb. 26.

Abb. 27.

Stab D_4 (Abb. 26).

Zur Erzielung von max D_4 werden die beiden negativen Teile der Einflußlinie (μ ist negativ) auf den Gleisen 1 bis 3 möglichst mit schweren Lasten bestellt. Eine Zugtrennung wird jedoch ausgeschlossen, da es zu unwahrscheinlich ist, daß eine solche auf drei Gleisen gleichzeitig eintritt. Es wird daher angenommen, daß auf dem dazwischenliegenden positiven Abschnitt Wagen leichterer Art nach Abb. 27 stehen. Gleis 4 wird auf diesem gleichen Abschnitt mit einer Lokomotive besetzt (Abb. 28). Das geringe Achsgewicht der leichten Wagen wird in der nachfolgenden Rechnung am einfachsten dadurch berücksichtigt, daß die maßgebenden Einflußordinaten mit 16/20 = 0,8 multipliziert werden. Bezeichnen wir die so reduzierten Einflußordinaten des entlastenden Teils mit η'_G, so folgt:

$$\max D_4 = \mu\,[A_{1L}\Sigma\eta_{L-} + A_{1G}\Sigma\eta_{G-} + A_{2L}\Sigma\eta_{L+} - A_{1G}\Sigma\eta'_G]$$
$$\mu = -0{,}670.$$
$$\Sigma\eta_{L-} = -5{,}562 \qquad \Sigma\eta_{L+} = 2{,}619$$
$$\Sigma\eta_{G-} = -0{,}550 \qquad \Sigma\eta'_G = 0{,}869$$
$$\max D_4 = 0{,}67 \cdot 429{,}65 = 287{,}87 \text{ t.}$$

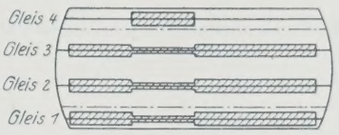


Abb. 28.

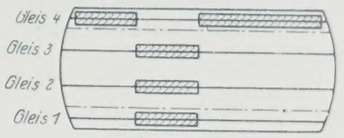


Abb. 29.

Zur Erzielung von min D_4 wird auf Gleis 4 eine Zugtrennung angenommen, und daher die Entlastungsstrecke unbelastet gedacht, während die Zwischenstrecke auf den Gleisen 1 bis 3 mit Lokomotiven besetzt wird (vergl. Abb. 29).

$$\min D_4 = \mu\,[A_{2L}\Sigma\eta_{L-} + A_{2G}\Sigma\eta_{G-} + A_{1L}\Sigma\eta_{L+}]$$
$$\Sigma\eta_{G-} = -0{,}516 \qquad \min D_4 = -0{,}67 \cdot 235{,}46 = -157{,}76 \text{ t.}$$

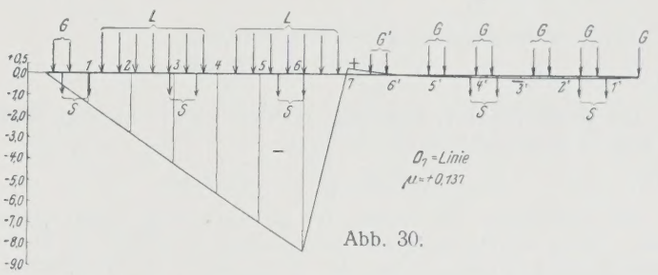


Abb. 30.

Stab D_7 (Abb. 30).

Zur Erzielung von min D_7 werden die Gleise 1 bis 3 mit einem Lastenzug von zwei Lokomotiven sowie mit Güterwagen besetzt. Die beiden auf die entlastende Beitragstrecke kommenden Güterwagenachsen werden mit 0,8 multipliziert. Gleis 4 bleibt unbesetzt, da die positive Beitragstrecke so kurz ist, daß nur ein Teil eines Fahrzeuges darauf Platz hat und der andere Teil in die negative Beitragstrecke kommen würde.

$$\Sigma\eta_{L-} = -67{,}56$$
$$\Sigma\eta_{G-} = -1{,}30 \qquad \mu = 0{,}137$$
$$\min D_7 = -0{,}137 \cdot 5392{,}27 = -738{,}74 \text{ t.}$$

Zur Erzielung von max D_7 wird Gleis 4 ebenso besetzt wie vorher die Gleise 1 bis 3, während letztere unbelastet bleiben.

$$\max D_7 = 0{,}137 \cdot (5 \cdot 67{,}56 + 4 \cdot 1{,}3) = 46{,}99 \text{ t.}$$

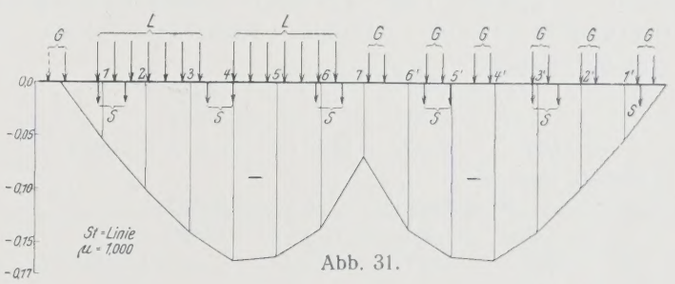


Abb. 31.

Stab St (Abb. 31).

Die gesamte Einflußfläche ist durchweg negativ.

Zur Erzielung von min St werden die Gleise 1 bis 3 besetzt, während Gleis 4 unbesetzt bleibt.

$$\mu = 1{,}0$$
$$\min St = A_{1L}\Sigma\eta_{L-} + A_{1G}\Sigma\eta_{G-}$$
$$\eta_{L-} = -1{,}77 \qquad \eta_{G-} = -1{,}34$$
$$\min St = -78{,}5 \cdot 1{,}77 - 62{,}9 \cdot 1{,}34 = -223{,}3 \text{ t.}$$

Zur Erzielung von max St wird in gleicher Weise Gleis 4 besetzt. Außerdem greifen auf den Gleisen 2 u. 3 im Abstande von 0,7 m außerhalb der Auflagersenkrechten Lasten von je $\varphi \cdot 25$ t an.

$$\max St = A_{2L}\Sigma\eta_{L-} + A_{2G}\Sigma\eta_{G-} + 2 \cdot 25 \cdot 1{,}47 \cdot 0{,}01 = 14{,}95 \text{ t.}$$

A. 2c. Belastung der unteren Fahrbahn.

Belastung: Zwei Reihen dicht hintereinanderfahrender Straßenbahnwagen, dazwischen eine Reihe dicht aufeinanderfolgender Lastkraftwagen und auf den Fußwegen Menschengedränge von 500 kg/m².

Stoßziffer φ_1 nach Gl. 1 = 0,4 + 0,6 · 1,47 = 1,28.

Zur Vereinfachung der Rechnung wird an Stelle der Lastkraftwagen mit einer gleichmäßig verteilten Ersatzlast gerechnet.

Gesamtbelastung eines Kraftwagens = 9 t
„ mit Stoßziffer = 11,52 t
Grundfläche = 2,5 · 6 = 15 m²

$$\text{Gleichmäßig verteilte Ersatzlast} = \frac{11{,}52}{15} = 0{,}768\ \text{t/m}^2.$$

Die größte positive Belastung erhält der linke Hauptträger bei der in Abb. 32 dargestellten Laststellung.

Anteil des linken Hauptträgers an den Straßenbahnlasten (einschließlich Stoßziffer)

(50) $$A_{1S} = 1{,}28 \cdot 2 \cdot 4{,}5 = 11{,}5\ \text{t}.$$

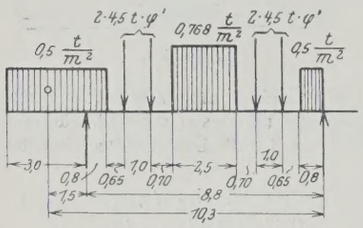


Abb. 32.

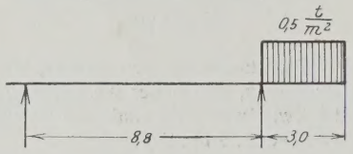


Abb. 33.

Anteil an der gleichmäßig verteilten Belastung

(51) $$p_1 = 0{,}5 \cdot 0{,}8 + \frac{0{,}5 \cdot 3{,}0 \cdot 10{,}3}{8{,}8} + \frac{0{,}768 \cdot 2{,}5}{2} = 3{,}12\ \text{t/m}.$$

Die größte negative Belastung erhält der linke Hauptträger bei der in Abb. 33 wiedergegebenen Laststellung

(52) $$p_2 = -0{,}5 \cdot 3{,}0 \cdot \frac{1{,}5}{8{,}8} = -0{,}256\ \text{t/m}.$$

Wir beschränken uns wieder auf die Auswertung einiger Einflußlinien. Wenn wir die unter den Straßenbahnlasten befindlichen Einflußordinaten mit η_{S+} und η_{S-} und die Flächeninhalte der positiven und negativen Einflußflächen mit F_+ und F_- bezeichnen, so folgt für einen beliebigen Stab:

(53) $$\min_{\max} S = \mu\,[A_{1S} \Sigma\,\eta_{S+} + p_1 F_+ + p_2 F_-],$$

wobei max für positive und min für negative Werte von μ gilt. Entsprechend ist

(54) $$\min_{\max} S = \mu\,[A_{1S} \Sigma\,\eta_{S-} + p_1 F_- + p_2 F_+],$$

wobei min für positive und max für negative Werte von μ gilt.

Stab O_5 (Abb. 23).

$F_+ = 5{,}041$ m $F_- = -3{,}160$ m
$\Sigma\,\eta_{S+} = 1{,}065$ $\Sigma\,\eta_{S-} = -0{,}650$
$\mu = -2{,}228$
$\min O_5 = -2{,}228\,(11{,}5 \cdot 1{,}065 + 3{,}12 \cdot 5{,}041 + 0{,}256 \cdot 3{,}160) = -64{,}13$ t
$\max O_5 = 2{,}228\,(11{,}5 \cdot 0{,}65 + 3{,}12 \cdot 3{,}160 + 0{,}256 \cdot 5{,}041) = 41{,}50$ t.

Stab U_7 (Abb. 25).

$F_+ = 2{,}769$ m $F_- = -2{,}885$ m
$\Sigma\,\eta_{S+} = 0{,}632$ $\Sigma\,\eta_{S-} = -0{,}579$
$\mu = 1{,}950$ $\max U_7 = 32{,}46$ t $\min U_7 = 31{,}92$ t.

Stab D_4 (Abb. 26).

$F_+ = 4{,}331$ m $F_- = -10{,}663$ m
$\Sigma\,\eta_{S+} = 1{,}263$ $\Sigma\,\eta_{S-} = -2{,}636$
$\mu = -0{,}670$ $\min D_4 = -20{,}61$ t $\max D_4 = 43{,}34$ t.

Stab D_7 (Abb. 30).

$F_+ = 0{,}867$ m $F_- = -121{,}061$ m
$\Sigma\,\eta_{S+} = 0{,}490$ $\Sigma\,\eta_{S-} = -26{,}920$
$\mu = 0{,}137$ $\max D_7 = 5{,}39$ t $\min D_7 = -94{,}19$ t.

Stab St (Abb. 31).

$F_- = -6{,}585$ m $\Sigma\,\eta_{S-} = -1{,}332$
$\mu = 1{,}000$
$\max St = 0{,}256 \cdot 6{,}585 = 1{,}69$ t
$\min St = -11{,}5 \cdot 1{,}332 - 3{,}12 \cdot 6{,}585 = -35{,}86$ t.

A. 3. Einfluß der Wärmeänderung.

Es wird eine gleichmäßige Wärmeänderung von $\pm 35°$ zugrunde gelegt. Wenn bei einem Träger auf drei Stützen die Unterflächen der drei Lager auf gleicher Höhe liegen, so leuchtet ein, daß Wärmeschwankungen in dem Träger keine Spannungen hervorrufen können, weil ein gleichmäßiges Ausdehnen bezw. Zusammenziehen sämtlicher Stäbe und Lagerkörper nach allen Richtungen hin unbehindert stattfinden kann. Das gesamte Trägerbild einschließlich der Lager ist nach der Wärmeänderung dem anfänglichen Bild ähnlich (Abb. 34). Wärmespannungen können also nur auftreten, wenn die Lagerflächen nicht auf gleicher Höhe liegen, wie es bei der Pregelbrücke der Fall ist (Abb. 35). Wenn wir den Höhenunterschied h_L nennen, so wird bei Wärmeänderung die Trägermitte gegenüber den Trägerenden nach oben bezw. unten durchgebogen.

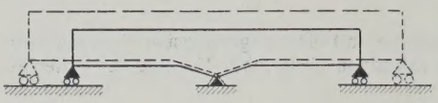


Abb. 34.

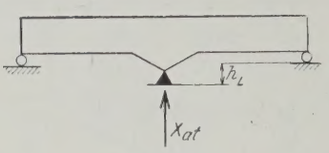


Abb. 35.

Bezeichnen wir diese relative Durchbiegung mit δ_{at} (nach unten gerichtet positiv gerechnet), so folgt

(55) $$\delta_{at} = \mp\,\varepsilon\,t\,h_L.$$

Das obere Vorzeichen entspricht der Erwärmung, das untere der Abkühlung. Den dabei auftretenden Stützendruck der Mittelstütze bezeichnen wir mit X_{at}. Wenn an der Mittelstütze eine Kraft 1 nach unten gerichtet wirkt, so ist die Durchbiegung bekanntlich

(56) $$\delta_{aa} = \Sigma\,\frac{S_a^2\,s}{EF} = \frac{1}{E} \cdot \Sigma\,S_a^2\,\varrho.$$

Da die Durchbiegungen sich wie die zugehörigen Stützendrücke verhalten müssen, so folgt

$$\frac{X_{at}}{-1} = \frac{\delta_{at}}{\delta_{aa}} = \frac{\mp\,\varepsilon\,t\,h_L}{\frac{1}{E} \cdot \Sigma\,S_a^2\,\varrho}.$$

(57) $$X_{at} = \pm\,\frac{E\,\varepsilon\,t\,h_L}{\Sigma\,S_a^2\,\varrho}.$$

$E = 2150$ t/cm² $\varepsilon = 0{,}000\,012$
$t = 35°$
U. K. Hublager liegt auf + 0,95 über N.N.
U. K. Königstuhl liegt auf + 0,15 über N.N.
$h_L = 0{,}80$ cm

$\Sigma\,S_a^2\,\varrho$ nach Abschnitt A. 2a $= 56{,}393\ \text{cm}^{-1}$

$$X_{at} = \pm\,\frac{2150\ \text{t/cm}^2 \cdot 0{,}000\,012 \cdot 35 \cdot 80\ \text{cm}}{56{,}393\ \text{cm}^{-1}} = \pm\,1{,}28\ \text{t}.$$

Die Stabkräfte S_t verhalten sich zu den Stabkräften S_a gleichfalls wie die zugehörigen Stützendrücke.

$$\frac{S_t}{S_a} = \frac{X_{at}}{-1}.$$

(58) $$S_t = -S_a\,X_{at} = \mp\,S_a \cdot 1{,}28\ \text{t}.$$

Oberes Vorzeichen entspricht der Erwärmung, unteres Vorzeichen entspricht der Abkühlung.

Der Einfluß der Wärmeschwankungen ist im Vergleich zu dem der übrigen Hauptkräfte außerordentlich gering. In der folgenden Zusammenstellung sind daher die Kräfte S_t unberücksichtigt geblieben.

A. 4. Zusammenstellung der Hauptstabkräfte.

(Siehe Tafel 11, Seite 191 oben.)

B. 1a. Zusatzkräfte. Winddruck von 250 kg/m² rechtwinklig zur Brückenachse auf die geöffnete Brücke.

α) Stabkräfte im Untergurt als Gurt des Windträgers.

Wenn bei windigem Wetter zufällig die Brückenöffnungszeit aus besonderem Anlaß außergewöhnlich verlängert werden muß, so daß unter Umständen in dieser Zeit heftige Windstöße auftreten können, so hat der Brückenwärter die an den Brückenenden sitzenden Riegel besonders festzulegen, so daß sie imstande sind, wagerechte Kräfte aufzunehmen. Der in der Untergurtebene liegende Windverband ist daher ein Träger auf drei Stützen (Abb. 36). Wir ermitteln zunächst die Einflußlinie des überzähligen Stützendruckes X_a der Mittelstütze.

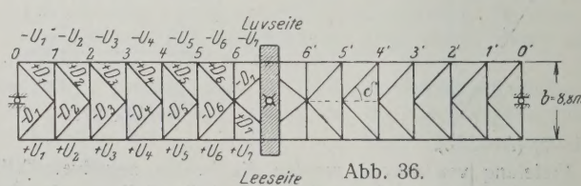


Abb. 36.

$$X_a = \frac{\Sigma\,S_o\,S_a\,\varrho}{\Sigma\,S_a^2\,\varrho}.$$

Tafel 11. (Sämtliche Stabkräfte in t.)

Stab	Brücke offen. Ständige Last	Brücke geschlossen: Ständige Last	Verkehrslast oben +	Verkehrslast oben −	Verkehrslast unten +	Verkehrslast unten −	Summe +	Summe −	max S	min S
$O_1 = O_2$	+ 26,5	— 107,2	88,6	436,0	10,3	54,8	(— 8,3)	598,0	+ 26,5	— 598,0
$U_2 = U_3$	— 88,5	+ 178,9	686,0	165,0	85,3	19,5	950,2	5,6	+ 950,2	— 88,5
$O_3 = O_4$	+ 185,0	— 216,1	231,0	770,0	27,9	98,0	42,8	1084,1	+ 185,0	— 1084,1
$U_4 = U_5$	— 316,6	+ 218,2	722,0	289,0	91,2	35,2	1031,4	106,0	+ 1031,4	— 316,6
$O_5 = O_6$	+ 483,0	— 185,5	339,5	518,0	41,5	64,1	195,5	767,6	+ 483,0	— 767,6
$U 6$	— 686,0	+ 116,2	179,0	376,0	19,2	49,1	314,4	308,9	+ 314,4	— 686,0
$O 7$	+ 816,0	— 13,6	575,6	38,5	92,0	4,3	644,0	66,4	+ 816,0	— 66,4
$U 7$	— 459,0	+ 125,9	261,1	267,6	32,5	31,9	419,5	173,6	+ 419,5	— 459,0
$D 1$	— 39,9	+ 161,0	649,0	132,0	82,0	15,3	892,0	(+ 13,7)	+ 892,0	— 39,9
$D 2$	+ 93,2	— 107,7	142,0	436,0	19,6	55,7	53,9	599,4	+ 93,2	— 599,4
$D 3$	— 145,0	+ 55,9	271,0	182,0	35,8	29,1	362,7	155,2	+ 362,7	— 155,2
$D 4$	+ 198,0	— 2,9	287,9	157,8	43,3	20,6	328,3	181,3	+ 328,3	— 181,3
$D 5$	— 250,8	— 49,9	90,0	457,0	11,4	64,5	51,5	571,4	+ 51,5	— 571,4
$D 6$	+ 304,9	+ 104,0	660,0	59,0	88,3	6,7	852,3	(+ 38,3)	+ 852,2	+ 38,3
$D 7$	— 194,2	— 153,0	47,0	738,7	5,4	94,2	(— 100,6)	985,9	(— 100,6)	— 985,9
St	— 259,2	— 11,4	15,0	223,3	1,7	35,9	5,3	270,6	+ 5,3	— 270,6

Die Berechnung der Werte $\Sigma S_o S_a \varrho$ gestaltet sich ziemlich einfach, da die im Abschnitt A 2a entwickelten Formeln hier sinngemäß angewendet werden können. Abb. 37 zeigt den Belastungsfall $X_a = -1$, Abb. 38 den Belastungsfall einer Einzelkraft 1, im Punkte k angreifend. Die Trägerhöhe ist hier gleich der Brückenbreite b.

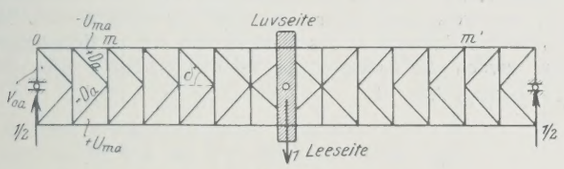


Abb. 37.

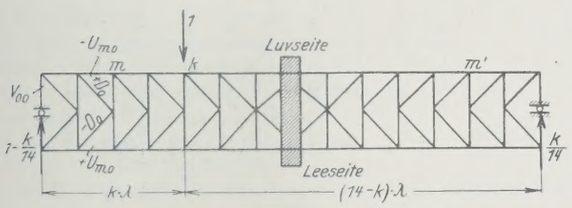


Abb. 38.

Je zwei Gurtkräfte eines Feldes sind ihrem absoluten Wert nach einander gleich, desgleichen je zwei Strebenkräfte desselben Feldes. Wir berechnen die gesuchte Summe zunächst für eine längsgerichtete Hälfte des Windträgers.

Zur Abkürzung führen wir ein

$$Z_m = \frac{2\,b^2}{\lambda^2}\,(S_{mo} + S_{m'o})\,S_{ma}\,\varrho_m \tag{59}$$

a) Einfluß der Gurtstäbe.

1. $m \leqq k$.

$$Z_m = \varrho_m\, m^2. \tag{60}$$

2. $k < m < 7$.

$$Z_m = \varrho_m\, k\, m. \tag{61}$$

3. $k < 7 \qquad m = 7$.

Da der k-förmige Windverband im siebenten Felde die Richtung wechselt, so ist

$$U_7 = U_6.$$
$$Z_7 = \varrho_{U7}\, k_6. \tag{62}$$

4. $k = 7 \qquad m = 7$.

Da U_7 so berechnet wird, als ob $m = 6$ ist, so ist $m < k$, also der Fall 1 maßgebend.

$$Z_7 = 36\,\varrho_{U7}. \tag{63}$$

b) Einfluß der Streben.

1. $m \leqq k$, aber $m < 7$.

$$D_{mo} = \left(1 - \frac{k\,\lambda}{l}\right)\frac{1}{2 \cdot \sin\delta} \qquad \frac{b^2}{\lambda^2} = 4 \cdot \operatorname{tg}^2\delta$$

$$D_{m'o} = \frac{k\,\lambda}{l} \cdot \frac{1}{2 \cdot \sin\delta}$$

$$D_{ma} = D_{m'a} = \frac{1}{4 \cdot \sin\delta}.$$

$$Z_{Dm} = 8 \cdot \operatorname{tg}^2\delta \cdot \frac{\varrho_{Dm}}{8 \cdot \sin^2\delta} = \frac{\varrho_{Dm}}{\cos^2\delta} = \varrho_{Dm} \cdot 2{,}1517. \tag{64}$$

2. $m > k$.

$$D_{mo} = -D_{m'o} \qquad D_{mo} + D_{m'o} = 0.$$

3. $m = 7 \qquad k = 7$.

$$Z_{D7} = 8 \cdot \operatorname{tg}^2\delta \cdot \frac{\varrho_{D7}}{8 \cdot \sin^2\delta_7} = \varrho_{D7} \cdot 2{,}8101. \tag{65}$$

Für $k < 7$ gilt

$$\frac{2\,b^2}{\lambda^2} \cdot \Sigma D_{mo} D_{ma} \varrho_{Dm} = 2{,}1517 \sum_{m=1}^{m=k} \varrho_{Dm}. \tag{66}$$

Für $k = 7$ gilt

$$\frac{2\,b^2}{\lambda^2} \cdot \Sigma D_{mo} D_{ma} \varrho_{Dm} = 2{,}1517 \sum_{m=1}^{m=6} \varrho_{Dm} + 2{,}8101\,\varrho_{D7}. \tag{67}$$

c) Der Einfluß der Pfosten darf als unwesentlich vernachlässigt werden.

In Tafel 14 sind für jede Laststellung ($k = 1$ bis 7) die Werte Z_m errechnet. Dann folgt, wenn die Zahlen Z_m für alle Stäbe beider Längshälften des Windträgers zusammengezählt werden:

$$\Sigma S_o S_a \varrho = 2 \cdot \frac{\lambda^2}{2\,b^2} \cdot \Sigma Z_m = \frac{\Sigma Z_m}{4 \cdot \operatorname{tg}^2\delta}.$$

Die Einflußordinaten von X_a sind dann:

$$\eta_a = \frac{\Sigma S_o S_a \varrho}{\Sigma S_a^2 \varrho} = \frac{\Sigma Z_m}{4 \cdot \operatorname{tg}^2\delta\, \Sigma S_a^2 \varrho}.$$

Für $k = 7$ muß $\eta_a = 1$ sein.

$$1 = \frac{\Sigma Z_m}{4 \cdot \operatorname{tg}^2\delta\, \Sigma S_a^2 \varrho}$$

$$\eta_a = \frac{\Sigma Z_m}{\sum_{k=7} Z_m} \tag{68}$$

Tafel 12.

Stab	ϱ cm^{-1}	$\sum_{m=1}^{m=k} \varrho_{Dm}$ ($k<7$)	$Z_m = \frac{2\,b^2}{\lambda^2}(S_{mo}+S_{m'o})S_{ma}\varrho$ in cm^{-1}: $k=1$	$k=2$	$k=3$	$k=4$	$k=5$	$k=6$	$k=7$
U_1	1,265	—	1,265	1,265	1,265	1,265	1,265	1,265	1,265
U_2	0,541	—	1,082	2,164	2,164	2,164	2,164	2,164	2,164
U_3	0,541	—	1,623	3,246	4,869	4,869	4,869	4,869	4,869
U_4	0,478	—	1,912	3,824	5,736	7,648	7,648	7,648	7,648
U_5	0,478	—	2,390	4,780	7,170	9,560	11,950	11,950	11,950
U_6	0,615	—	3,690	7,380	11,070	14,760	18,450	22,140	22,140
U_7	0,727	—	4,362	8,724	13,086	17,448	21,810	26,172	26,172
D_1	11,83	11,83	25,455	56,009	89,704	123,400	153,954	184,508	184,508
D_2	14,20	26,03	—						
D_3	15,66	41,69	—	—					
D_4	15,66	57,35	—	—	—				
D_5	14,20	71,55	—	—	—	—			
D_6	14,20	85,75	—	—	—	—	—		
D_7	7,80	—	—	—	—	—	—	—	21,919
		$\Sigma Z_m =$	41,779	87,392	135,064	181,114	222,110	260,716	282,635

$$\frac{1}{\sum_{k=7} Z_m} = \frac{1}{282{,}635} = 0{,}003\,54 \text{ cm}$$

Ordinaten der X_a-Linie.

$\eta_{a1} = 41{,}779 \cdot 0{,}003\,54 = 0{,}148$
$\eta_{a2} = 87{,}392 \cdot 0{,}003\,54 = 0{,}309$
$\eta_{a3} = 135{,}064 \cdot 0{,}003\,54 = 0{,}479$
$\eta_{a4} = 181{,}114 \cdot 0{,}003\,54 = 0{,}642$
$\eta_{a5} = 222{,}110 \cdot 0{,}003\,54 = 0{,}787$
$\eta_{a6} = 260{,}716 \cdot 0{,}003\,54 = 0{,}923$
$\eta_{a7} = \quad\quad = 1{,}000.$

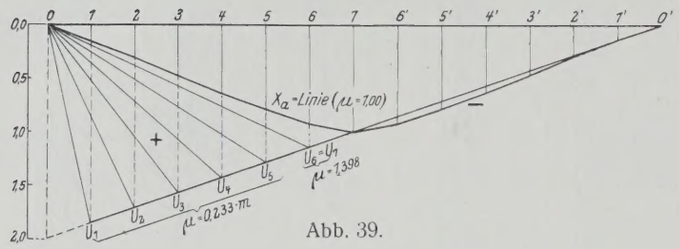


Abb. 39.

Die Einflußlinien der Gurtstäbe sind in Abb. 39 zusammengestellt. Da der Winddruck als gleichmäßig verteilte Belastung betrachtet wird, erübrigt sich die Ermittlung sämtlicher einzelner Einflußordinaten. Es genügt, den Inhalt der positiven und negativen Einflußflächen zu bestimmen. Sämtliche Stäbe erhalten je nach der Windrichtung entweder Zug oder Druck. Zur Vereinfachung der Rechnung nehmen wir daher die unterhalb der X_a-Linie liegenden Flächen als positiv, die oberhalb liegenden als negativ an und ermitteln so die absoluten Werte der Stabkräfte, gleichgültig, welches Vorzeichen sich dabei ergibt.

Bestimmung der Multiplikatoren μ.

$$S = S_o - S_a X_a = S_a \left(\frac{S_o}{S_a} - X_a \right).$$

Die aufgetragenen Linien stellen den Klammerausdruck dar. Also ist $\mu = S_a$.

1. $m < 7$.

$$\mu = U_{am} = \frac{m \cdot 4{,}1}{2 \cdot 8{,}8} = 0{,}233\ m.$$

2. $m = 7$.

$$\mu = U_{a7} = U_{a6} = 0{,}233 \cdot 6 = 1{,}398.$$

Bezeichnen wir den Flächeninhalt der X_a-Fläche mit $\mathfrak{F}_a$, so folgt

(69) $$\mathfrak{F}_a = \lambda \Sigma \eta_a \qquad \frac{1}{2} \cdot \mathfrak{F}_a = 4{,}1 \left[\sum_{m=1}^{m=6} \eta_{am} + 0{,}5 \right] = 15{,}531\ \text{m}.$$

Bezeichnen wir den Flächeninhalt der allen Einflußlinien gemeinsamen rechten (negativen) Fläche mit $\mathfrak{F}_-$, so ist

$$\mathfrak{F}_- = \frac{1}{2} \cdot \mathfrak{F}_a - \frac{1{,}00 \cdot 7 \cdot 4{,}1}{2} = 1{,}181\ \text{m}.$$

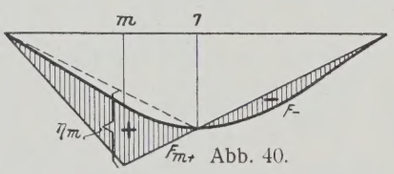


Abb. 40.

Aus Abb. 40 folgt ohne weiteres für Gurtstäbe

(70) $$\mathfrak{F}_{m+} = \eta_m \cdot \frac{28{,}7}{2} - \mathfrak{F}_- = \eta_m \cdot 14{,}35 - 1{,}181.$$

Für $m < 7$ ist $\eta_m = \dfrac{7 - m}{3{,}5}$.

In Tafel 13 sind die Werte von $\mathfrak{F}_{m+}$ ermittelt.

Tafel 13.

Stab	η_m in m	$\eta_m \cdot 14{,}35$ in m	$\mathfrak{F}_{m+}$ in m
U_1	1,714	24,596	23,415
U_2	1,428	20,492	19,311
U_3	1,142	16,388	15,207
U_4	0,858	12,312	11,131
U_5	0,572	8,208	7,027
$U_6 = U_7$	0,286	4,104	2,923

Die Windangriffsfläche beträgt für 1 lfd. m der Brücke 6,6 m². Also ist die gleichmäßig verteilte Windbelastung

$$W = 6{,}6 \cdot 250 = 1650\ \text{kg/m} = 1{,}65\ \text{t/m}.$$

(71) Für $m < 7$ $U_{m-} = \pm \mu W (\mathfrak{F}_{m+} - \mathfrak{F}_-) = \pm 0{,}384\ m\ (\mathfrak{F}_{m+} - \mathfrak{F}_-)$.

(72) $U_7 = U_6 = \pm 1{,}398 \cdot 1{,}65\ (F_{6+} - F_-) = \pm 2{,}304\ (F_{6+} - F_-)$.

Die Stabkräfte U_m werden in Tafel 14 ermittelt.

Tafel 14.

Stab	$F_{m+} - F_-$ in m	S in t
U_1	22,234	± 8,54
U_2	18,130	± 13,92
U_3	14,026	± 16,16
U_4	9,950	± 15,28
U_5	5,846	± 11,22
$U_6 = U_7$	1,742	± 4,01

β) Einfluß des Windkippmoments.

Die Resultierende der Windbelastung liegt 3,42 m über der Ebene des Windverbandes. Die senkrechte Zusatzbelastung infolge des Winddruckes ist daher

$$p_w = \pm \frac{1{,}65 \cdot 3{,}42}{8{,}8} = \pm 0{,}641\ \text{t/m}.$$

Auf jedes Feld kommt eine Last

$$P_w = 4{,}1\ p_w = \pm 2{,}63\ \text{t}.$$

Diese Kräfte denken wir uns in den Knotenpunkten des Untergurtes angreifend.

In geöffneter Stellung ist die Brücke, wie bereits im Unterabschnitt A, 1a erläutert, ein zweiarmiger Balken auf einer Mittelstütze. Die Berechnung der überzähligen Stabkraft St geschieht ähnlich wie im Belastungsfall A, 1a. Zunächst werden die Kräfte S_o in Tafel 15 ermittelt. Den Belastungsfall $X_b = 0$ zeigt Abb. 41.

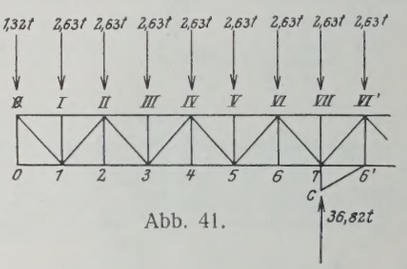


Abb. 41.

Die Berechnung wird für den leeseitigen Hauptträger durchgeführt, für den die Zusatzbelastung nach unten wirkt.

Tafel 15.

Gurtkräfte $S_{mo} = \pm \frac{M_{mo}}{\lambda} \cdot 0{,}8913$ in t		Strebenkräfte $S_{mo} = \pm Q_{mo} \cdot 1{,}3396$ in t	
Stab	Stabkraft	Stab	Stabkraft
		D_1	— 1,77
$O_1 = O_2$	+ 1,18	D_2	+ 5,29
$U_2 = U_3$	— 4,69	D_3	— 8,82
$O_3 = O_4$	+ 10,55	D_4	+ 12,33
$U_4 = U_5$	— 18,74	D_5	— 15,86
$O_5 = O_6$	+ 29,28	D_6	+ 19,38
$U_6 = U_7$	— 42,20	D_7	— 22,91
O_7	+ 57,40		

Die Werte S_b für $X_b = -1$ sind bereits früher ermittelt.

Die Werte $S_o\ S_b\ \varrho$ werden mit Tafel 16 berechnet. Hierbei ist $V_{o6} = 1{,}32$ t.

Tafel 16.

Stab	ϱ cm^{-1}	S_o in t	S_b	$S_o\ S_b\ \varrho$ in tcm^{-1}
O_7	0,594	+ 57,40	— 0,4288	— 14,65
U_7	0,727	— 42,20	+ 0,8767	— 26,88
D_7	0,823	— 22,91	+ 0,6445	— 12,14
V_6	1,449	+ 1,32	— 0,4811	— 0,92
			Summe	— 54,59

Für Stab V_q:

$$V_{q\,o} = -14 \cdot 2{,}63 = -36{,}82 \text{ t}$$
$$V_{q\,b} = +0{,}9622 \qquad \varrho = 0{,}15 \text{ cm}^{-1}$$
$$S_o\, S_b\, \varrho = -36{,}82 \cdot 0{,}9622 \cdot 0{,}15 = -5{,}32 \text{ tcm}^{-1}$$
$$\Sigma S_o\, S_b\, \varrho = -2 \cdot 54{,}59 - 5{,}32 = -111{,}84 \text{ tcm}^{-1}$$
$$X_b = St = \frac{\Sigma S_o\, S_b\, \varrho}{\Sigma S_b^2\, \varrho} = -16{,}14 \text{ t}.$$

Für sämtliche Stäbe links von VI bis 6 ist $S = S_o$.

$$O_7 = O_{7\,o} - X_b\, O_{7\,b} = \quad 50{,}48 \text{ t}$$
$$U_7 = U_{7\,o} - X_b\, U_{7\,b} = -28{,}06 \text{ t}$$
$$D_7 = D_{7\,o} - X_b\, D_{7\,b} = -12{,}52 \text{ t}$$
$$V_6 = V_{6\,o} - X_b\, V_{6\,b} = \quad -6{,}43 \text{ t}.$$

Im windseitigen Hauptträger sind die Stabkräfte die gleichen wie im leeseitigen Träger, nur mit entgegengesetztem Vorzeichen.

B. 1 b. Winddruck von 250 kg/m² etwa in Richtung der Brückenachse.

Ein derart wirkender Winddruck findet die größte Angriffsfläche, wenn der Wind nicht genau in der Brückenlängsachse, sondern unter einem solchen Winkel Ψ weht, daß die Projektionen der Hauptträgerpfosten auf eine zur Windrichtung senkrecht stehende Ebene sich gerade gegenseitig berühren und so eine ununterbrochene Angriffsfläche bilden.

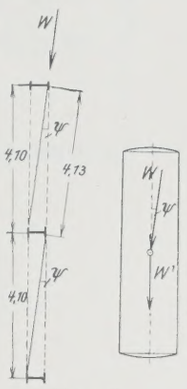


Abb. 42.

Aus Abb. 42 folgt

$$\cos \Psi = \frac{4{,}10}{4{,}13} = 0{,}993 \approx 1{,}0.$$

Die in der Brückenlängsachse wirkende Teilkraft des Winddrucks ist

$$W' = W \cos \Psi \approx W.$$

Bei diesem Belastungsfall entsteht ein in der Längsrichtung wirkendes Kippmoment, das das leeseitige Brückenende nach unten zu bewegen sucht. Dies wird dadurch verhindert, daß die auf diesem Ende an der Brücke angebrachten Laufrollen auf der Laufschiene zum Aufsitzen kommen. Der Hauptträger ist daher ein beiderseits überkragender unsymmetrischer Balken auf zwei Stützen.

Die Windangriffsfläche ist bei der luvseitigen Brückenhälfte etwas größer als bei der leeseitigen Hälfte, weil bei dieser die Fahrbahnflächen durch die vorderen Fahrbahnflächen verdeckt werden. Die Größe der Angriffsfläche berechnet sich zu 46 m² bezw. 30 m². Der Angriffspunkt der Windresultierenden liegt bei der luvseitigen Hälfte 4,57 m über der kugeligen Lagerfläche des Königstuhls.

Gesamtwindkraft auf der Luvseite

$$W_1 = 46 \cdot 0{,}25 = 11{,}5 \text{ t für einen Hauptträger,}$$

auf der Leeseite

$$W_2 = 30 \cdot 0{,}25 = 7{,}5 \text{ t für einen Hauptträger.}$$

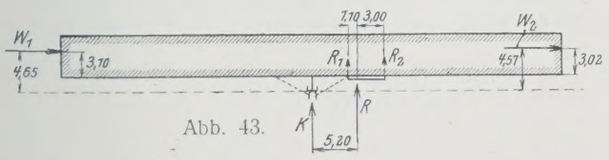


Abb. 43.

Zur Vereinfachung der Rechnung und gleichzeitig zur größeren Sicherheit nehmen wir an, daß die Kräfte W_1 und W_2 als Einzelkräfte an beiden Hauptträgerenden angreifen (Abb. 43). Bezeichnen wir die Auflagerkraft des Königstuhls mit K, die der Rolle mit R, so folgt

$$R = -K = \frac{11{,}5 \cdot 4{,}65 + 7{,}5 \cdot 4{,}57}{5{,}2} = 16{,}9 \text{ t}.$$

Der Rollendruck R verteilt sich mit Hilfe von Zwischenträgern auf die beiden Knotenpunkte 5' und 6'.

$$R_1 = 16{,}9 \cdot \frac{3{,}00}{4{,}10} = 12{,}4 \text{ t}$$

$$R_2 = 16{,}9 \cdot \frac{1{,}10}{4{,}10} = \quad 4{,}5 \text{ t}.$$

Der Einfluß der Streben St ist hier sehr gering und wird daher vernachlässigt, so daß der Träger als statisch bestimmt angesehen wird.

Die Stabkräfte berechnen sich sehr einfach, wie folgt:

$$O_1 = O_2 = O_3 = \ldots O_7 = O_7' = -\frac{11{,}5 \cdot 3{,}10}{4{,}6} = -7{,}8 \text{ t}$$

$$O_1' = O_2' = \ldots O_6' = \frac{7{,}5 \cdot 3{,}02}{4{,}6} = 4{,}9 \text{ t}$$

$$U_1 = U_2 = \ldots U_7 = -\frac{11{,}5 \cdot 1{,}5}{4{,}6} = -3{,}76 \text{ t}$$

$$U_1' = U_2' = \ldots U_5' = \frac{7{,}5 \cdot 1{,}58}{4{,}6} = +2{,}64 \text{ t}$$

$$U_6' = U_7' = 2{,}64 + \frac{4{,}5 \cdot 4{,}1}{4{,}6} = +6{,}6 \text{ t}.$$

Mit Ausnahme der Stäbe D_6' und D_7' sind die Streben spannungslos:

$$D_6' = \frac{-4{,}5}{\sin \beta} = -6{,}03 \text{ t}$$

$$D_7' = \frac{16{,}9}{\sin \beta} = +22{,}65 \text{ t}.$$

B. 2. Brücke halb geöffnet oder in Drehung begriffen.

α) Gurtkräfte des Windträgers.

Winddruck = 50 kg/m² wagerecht und rechtwinklig zur Brückenachse. Der in Abb. 44 dargestellte Windträger ist ein zweiarmiger symmetrischer Balken auf einer Mittelstütze. Windbelastung für ein Feld

$$P_w = 6{,}6 \cdot 4{,}1 \cdot 0{,}05 \approx 1{,}35 \text{ t}.$$

Die Berechnung der Stabkräfte U_m bietet nichts Besonderes.

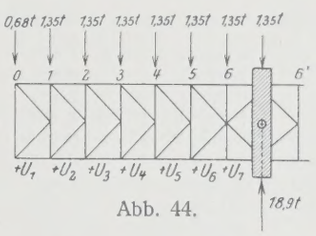


Abb. 44.

β) Einfluß des Windkippmomentes.

Dieser Belastungsfall entspricht dem im Unterabschnitt B 1a unter β behandelten Fall, nur mit dem Unterschiede, daß der Winddruck dort 250 kg/m², hier 50 kg/m² beträgt. Die hier auftretenden Stabkräfte sind daher = 1/5 der oben ermittelten Stabkräfte.

B. 3. Brücke geschlossen (mit Verkehrslast).

a) Winddruck von 150 kg/m².

α) Gurtkräfte des Windträgers.

In geschlossener Brückenlage werden die Enden gegen wagerechte Bewegungen durch die starren Brückenriegel festgelegt. Der Windträger ist daher wie im Falle B 1a ein Träger auf drei Stützen. Man hat zu unterscheiden den Winddruck W_1, der auf die Brücke wirkt, und den Winddruck W_2, der auf die Verkehrsbänder der beiden Fahrbahnen wirkt. Der Einfluß von W_1 könnte leicht in der Weise errechnet werden, daß die unter B 1a bestimmten Werte von U mit $\frac{150}{250} = 0{,}6$ multipliziert werden.

Zur genauen Untersuchung des Einflusses von W_2 wäre zu beachten, daß die Einflußlinien für U_m, wie oben ermittelt, positive und negative Teile haben. Es käme also auf die Berechnung von max U und min U hinaus, je nachdem, ob die Verkehrsbänder auf der einen oder anderen Brückenhälfte stehen. Nun genügt es aber, zu wissen, welche Zusatzkräfte zu den in früheren Abschnitten errechneten Werten von max S und min S zuzurechnen sind, die von ständiger und Verkehrslast herrühren. Bei diesen Berechnungen haben wir gesehen, daß infolge der konsolartigen Lage der Außengleise und der Fußwege der unteren Fahrbahn zur Erzielung der größten Stabkräfte die Verkehrsbänder für den einen Fahrbahnstreifen im positiven und gleichzeitig für den anderen Fahrbahnstreifen im negativen Einflußbereich stehen. Der Winddruck findet also auf der ganzen Brückenlänge ununterbrochen Verkehrsbänder vor, die nur in verschiedenen Fahrbahnstreifen liegen. Der Einfluß von W_2 kann daher hier so untersucht werden, als ob die Verkehrsbänder gleichmäßig über die ganze Brücke reichen.

Die gesamte Windangriffsfläche einschließlich der Verkehrsbänder beträgt für 1 lfd. m 11,88 m². Also folgt

$$W_1 + W_2 = W = 11{,}88 \cdot 0{,}15 = 1{,}78 \text{ t/m}.$$

Im Abschnitt B 1a war W zu 1,65 t/m ermittelt worden. Wir erhalten daher die gesuchten Gurtkräfte, indem wir die dort berechneten Werte mit $\frac{1{,}78}{1{,}65} = 1{,}078$ multiplizieren.

$$U_1 = \pm\ 8{,}54 \cdot 1{,}078 = \pm\ 9{,}22\ \text{t}$$
$$U_2 = \pm\ 13{,}92 \cdot 1{,}078 = \pm\ 15{,}01\ \text{t}$$
$$U_3 = \pm\ 16{,}16 \cdot 1{,}078 = \pm\ 17{,}43\ \text{t}$$
$$U_4 = \pm\ 15{,}28 \cdot 1{,}078 = \pm\ 16{,}48\ \text{t}$$
$$U_5 = \pm\ 11{,}22 \cdot 1{,}078 = \pm\ 12{,}10\ \text{t}$$
$$U_6 = U_7 = \pm\ 4{,}01 \cdot 1{,}078 = \pm\ 4{,}33\ \text{t}.$$

β) Einfluß des Windkippmomentes.

Die Mittelkraft des Winddrucks greift 4,53 m über der Windverbandebene an. Die senkrechte Zusatzbehandlung beträgt demnach für den leeseitigen Hauptträger $\frac{1{,}78 \cdot 4{,}53}{8{,}8} = 0{,}916$ t/m.

Knotenpunktlast

$$P_w = 0{,}916 \cdot 4{,}1 \approx 3{,}75\ \text{t}.$$

Da sämtliche Knotenlasten gleich groß sind, so folgt für einen beliebigen Stab:

(73) $$S_w = \mu\, P_w\, (\Sigma\, \eta_+ - \Sigma\, \eta_-).$$

Die Klammerausdrücke werden unter Benutzung der Zahlen der Tafel 8 und 9 berechnet.

Die Werte für S_w werden in Tafel 17 ermittelt.

Tafel 17.

Stab	μ	$\Sigma\,\eta_+ - \Sigma\,\eta_-$	S_w in t
$O_1 = O_2$	— 0,446	+ 4,459	— 7,46
$U_2 = U_3$	+ 0,891	+ 3,459	+ 11,55
$O_3 = O_4$	— 1,337	+ 2,459	— 12,32
$U_4 = U_5$	+ 1,783	+ 1,459	+ 9,76
$O_5 = O_6$	— 2,228	+ 0,459	— 3,83
U_6	+ 2,674	— 0,541	— 5,42
O_7	— 2,765	— 1,492	+ 15,46
U_7	+ 1,950	— 0,029	— 0,21
D_1	+ 0,670	+ 4,459	+ 11,20
D_2	— 0,670	+ 2,459	— 6,18
D_3	+ 0,670	+ 0,459	+ 1,15
D_4	— 0,670	— 1,541	+ 3,87
D_5	+ 0,670	— 3,541	— 8,89
D_6	— 0,670	— 5,541	+ 13,91
D_7	+ 0,137	— 29,308	— 15,04
St	+ 1,000	— 1,606	— 6,02
V_q	— 0,962	+ 7,270	— 26,20

b) Brems- und Anfahrkräfte der oberen Fahrbahn.

An jedem Ende der Brücke liegt in der Ebene der Obergurtkopfplatte ein Bremsverband, der die Bremskräfte in die Hauptträger überträgt. Unter „Bremskräften" verstehen wir im folgenden auch die Anfahrwiderstände. Zur Vereinfachung der Rechnung wird angenommen, daß die Bremskräfte der auf einem Gleis befindlichen Fahrzeuge sich durch Vermittlung des Schienengestänges über die ganze Brückenlänge gleichmäßig verteilen, auch wenn nur Teilstrecken mit Fahrzeugen besetzt sind. Ferner wird angenommen, daß die Bremskraft jedes Gleises von beiden Bremsverbänden je zur Hälfte aufgenommen wird. Die Bremskräfte

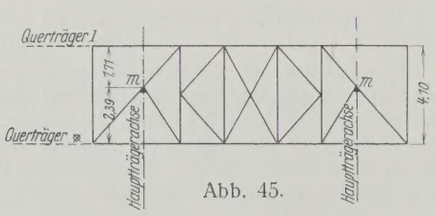


Abb. 45.

greifen in der Höhe von S.-O. an. Abb. 45 zeigt den Grundriß, Abb. 46 die Anordnung des Bremsverbandes. Beim Punkte m (zwischen den Knotenpunkten X und l) wird die Auflagerkraft, die von den Bremskräften am Bremsträger erzeugt wird, auf den Obergurt übertragen. Zunächst untersuchen wir den Einfluß einer Bremskraft von der Größe 1 auf den Hauptträger. Jeder Bremsverband überträgt auf den Hauptträger die Kraft $^1/_2$. Infolge symmetrischer Kraftverteilung wird der senkrechte Stützendruck der Mittelstütze = 0. Ebenso läßt sich leicht nachweisen, daß auch der mittlere Stab V_q spannungslos wird. Der Hauptträger ist daher für den angenommenen Belastungsfall statisch bestimmt. Die wagerechte Auflagerkraft greift gewöhnlich in der kugelförmigen Lagerfläche des Königstuhl an. Bei ausgebautem Königstuhl müssen jedoch die Bremskräfte von de Verkehrslager aufgenommen werden, das für diesen Zweck durch Einba eines Riegels besonders hergerichtet wird. Dieser Fall wird, da die Ve

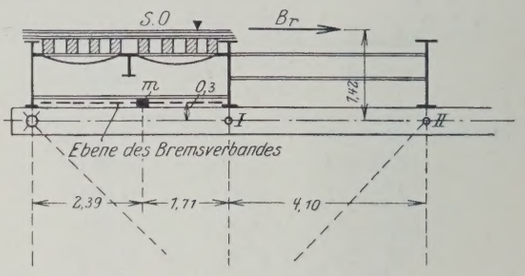


Abb. 46.

kehrslager tiefer liegen als der Königstuhl, als der ungünstigere d Rechnung zugrunde gelegt. Der senkrechte Abstand zwischen S.-O. a Bremsträger und der Richtung der wagerechten Auflagerkraft ist rd. 8,20 r Bei Berechnung der Stabkräfte ist die Überhöhung des Brückenträge von Einfluß.

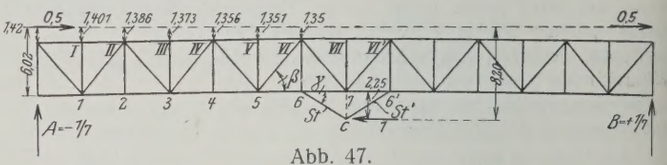


Abb. 47.

Den Belastungsfall zeigt Abb. 47.

$$A = -B = -\frac{1 \cdot 8{,}2}{14 \cdot 4{,}1} = -\frac{1}{7}.$$

Ermittlung der Stabkräfte.

$$O_1 = O_2 = \frac{^1/_7 \cdot 4{,}1 - 0{,}5\,(1{,}401 + 4{,}6)}{4{,}6} = -0{,}525$$
$$O_3 = O_4 = -0{,}268$$
$$O_5 = O_6 = -0{,}011$$
$$U_2 = U_3 = -0{,}104$$
$$U_4 = U_5 = -0{,}361$$
$$U_6 = -0{,}693$$
$$D_1 = D_3 = D_5 = D_7 = \frac{-1}{7 \cdot \sin\beta} = -0{,}191$$
$$D_2 = D_4 = D_6 = +0{,}191$$
$$V_0 = +\,^1/_7 = +0{,}143$$
$$St = \frac{-1}{2 \cdot \cos\gamma} = -0{,}5705$$
$$U_7 = U_6 - St\cos\gamma = -0{,}693 + 0{,}5 = -0{,}193$$
$$V_6 = St\sin\gamma = -\frac{\operatorname{tg}\gamma}{2} = -0{,}274$$
$$D_7 \sin\beta = -D_6 \sin\beta - V_6$$
$$D_7 = -0{,}191 + \frac{0{,}274}{\sin\beta} = 0{,}175.$$

Die Stabkräfte der rechten Trägerhälfte sind gleich den entsprechend der linken Hälfte, jedoch mit umgekehrtem Vorzeichen. Demnach ist

$$O_7' = -O_7.$$

Anderseits muß $O_7 = O_7'$ sein,

also folgt $O_7 = O_7' = 0$.

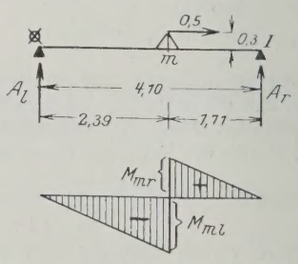


Abb. 48.

Da der Punkt m, in dem der Bremsträger den Auflagerdruck in d Stab O_1 leitet, 30 cm über der Schwerachse dieses Stabes liegt, tritt i Stab O_1 noch eine Biegungsbeanspruchung auf. Die Momentenfläc zeigt Abb. 48.

$$A_l = -A_r = -\frac{0{,}5 \cdot 0{,}3}{4{,}1} = -0{,}0366$$

$$M_{ml} = -0{,}0366 \cdot 2{,}39 = -0{,}0874 \text{ m}$$

$$M_{mr} = +0{,}0366 \cdot 1{,}71 = +0{,}0626 \text{ m}.$$

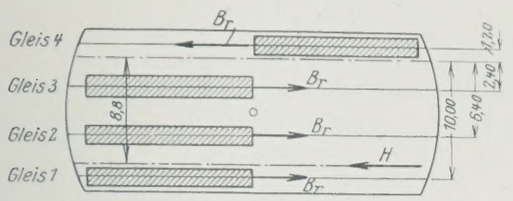


Abb. 49.

Der Grundriß der bei den Gurtstäben in Betracht kommenden Belastung ist aus Abb. 49 ersichtlich. Hierbei ist angenommen, daß die Züge auf Gleis 1 und 2 nach rechts fahren und bremsen, der Zug auf Gleis 3 nach links anfährt, der Zug auf Gleis 4 nach links fährt und bremst (Richtungsbetrieb). Jeder Lastenzug besteht im wesentlichen aus zwei N-Lokomotiven von 7×25 t Gesamtachsdruck. Die von jedem Zug ausgehende Bremskraft (bezw. der Anfahrwiderstand) ist

$$B_r = \frac{1}{7} \cdot 2 \cdot 7 \cdot 25 = 50 \text{ t}.$$

Auf den meistbelasteten Hauptträger entfällt die Bremskraft

$$H = B_r \cdot \frac{1{,}2 + 2{,}4 + 6{,}4 + 10}{8{,}8} = \frac{50 \cdot 20}{8{,}8} = 113{,}6 \text{ t}.$$

Für die Gurtstäbe (außer O_7) ergeben sich demnach folgende Zusatzkräfte:

$$O_1 = O_2 = -0{,}525 \cdot 113{,}6 = -59{,}7 \text{ t}$$
$$M_{O_1 \max} = -8{,}74 \cdot 113{,}6 = -993 \text{ tcm}$$
$$O_3 = O_4 = -0{,}268 \cdot 113{,}6 = -30{,}46 \text{ t}$$
$$O_5 = O_6 = -0{,}011 \cdot 113{,}6 = -1{,}25 \text{ t}$$
$$U_2 = U_3 = -0{,}104 \cdot 113{,}6 = -11{,}82 \text{ t}$$
$$U_4 = U_5 = -0{,}361 \cdot 113{,}6 = -41{,}1 \text{ t}$$
$$U_6 = -0{,}693 \cdot 113{,}6 = -78{,}8 \text{ t}$$
$$U_7 = -0{,}193 \cdot 113{,}6 = -21{,}9 \text{ t}.$$

Von den übrigen Stäben beschränken wir uns auf die Berechnung der Stäbe D_4 und St.

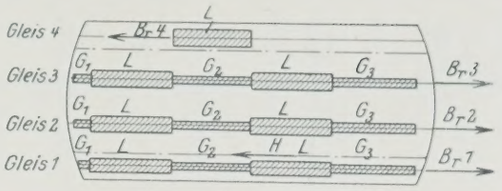


Abb. 50.

Stab D_4.

Die Gleisbesetzung ist aus Abb. 50 ersichtlich.

$$L = 7 \cdot 25 \text{ t}$$
$$G_1 = 2 \cdot 20 = 40 \text{ t}$$
$$G_2 = 4 \cdot 16 = 64 \text{ t} \qquad G_3 = 5 \cdot 20 = 100 \text{ t}.$$
$$B_{r1} = B_{r2} = 50 + \frac{1}{14}(40 + 64 + 100) = 64{,}56 \text{ t}$$
$$B_{r3} = 50 \text{ t (Anfahrwiderstand)}.$$
$$B_{r4} = 50 \text{ t}.$$
$$H = 64{,}56 \cdot \frac{(10 + 6{,}4) + 50\,(2{,}4 + 1{,}2)}{8{,}8} = \frac{1238}{8{,}8} = 140{,}8 \text{ t}.$$
$$D_4 = +0{,}191 \cdot 140{,}8 = +26{,}9 \text{ t}.$$

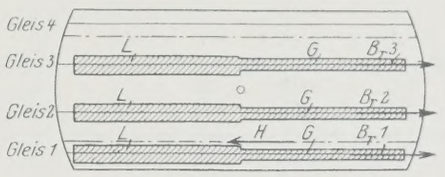


Abb. 51.

Stab St.

Gleisbesetzung s. Abb. 51.

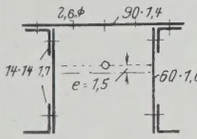
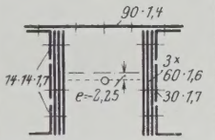
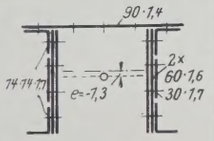
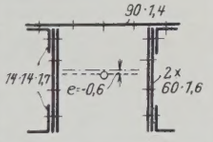
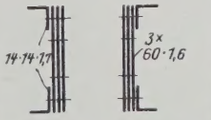
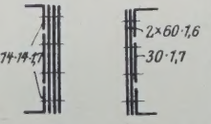
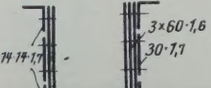
$$H = \frac{67{,}15 \cdot 16{,}4 + 50 \cdot 2{,}4}{8{,}8} = 138{,}7 \text{ t}.$$
$$St = -0{,}5705 \cdot 138{,}7 = -79{,}2 \text{ t}.$$

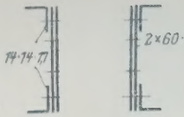
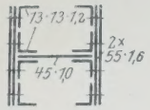
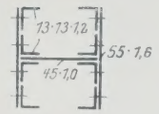
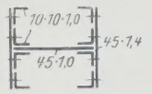
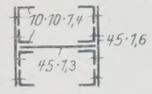
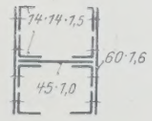
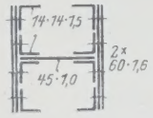
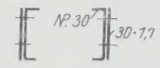
Bei der nachfolgenden Zusammenstellung der verschiedenen Stabkräfte ist zu beachten, daß jeder Stab der rechten Trägerhälfte infolge der Bremswirkung die gleiche Stabkraft erhält wie der entsprechende Stab der linken Trägerhälfte, jedoch mit entgegengesetztem Vorzeichen. Die oben bezeichneten Stabkräfte sind also sowohl bei der größten Zug- als auch bei der größten Druckkraft hinzuzurechnen.

C. Zusammenfassung.

Die folgende Tafel 18 (Seite 198) enthält die Zusammenstellung der Haupt- und Zusatzstabkräfte, die Tafel 19 (Seite 196 u. 197) bringt eine Übersicht der Querschnitte und den Nachweis der Querschnittspannungen.

Tafel 19. Nachweis der Querschnittspannungen.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
						Hauptkräfte [$\sigma_{zul} = 1{,}7$ t/cm²]											Haupt- und Zusatzkräfte [$\sigma_{zul} = 1{,}95$ t/cm²]							
Stab	Querschnittskizze (Maße in cm) Bemerkung für Obergurt: — — — — Schwerachse des Querschnitts, — · — · — Systemlinie	Knickzahl ω	F	F_n	W_n	max S	min S	$\max S + \frac{1}{2}\min S$ oder $\frac{1}{2}\max S + \min S$	$M_1 = e \cdot \max S$	$M_2 = e \cdot \min S$	$M_1 + \frac{1}{2}M_2$ oder $\frac{1}{2}M_1 + M_2$	$\sigma_{Zug} = \frac{\max S}{F_n}$	$\sigma_{Druck} = \frac{\omega \cdot \min S}{F}$	σ Wechselwirkung	σ Biegung mit Wechselwirkung	σ_{max}	max S	min S	$M = e \cdot S$ (Obergurt) oder $= 31 \text{ cm} \cdot S_w$ (Untergurt) max	min	σ_{Zug}	σ_{Druck}	$\sigma_{Biegung}$	σ_{max} (Spalte 22 + 24 oder 23 + 24)
			cm²	cm²	cm³		t	t	tcm	tcm	tcm	t/cm²	t/cm²	t/cm²	t/cm²	t/cm²	t	t	tcm	tcm	t/cm²	t/cm²	t/cm²	t/cm²
O_1		1,17	498	420	6 060	+ 26,5	— 598,0	611,3	+ 39,75	— 897,0	916,9	—	1,404	1,454	0,151	1,605	+ 58,9	— 665,2	—	— 998 — 993[1] = — 1991	—	1,562	0,329	1,891
O_2																				— 998	—	1,562	0,165	1,727
O_3		1,17	984	822	12 500	+ 185,0	— 1084,1	1176,6	— 417	+ 2440	2648	—	1,290	1,432	0,213	1,645	+ 195,6	— 1126,9	+ 2536	—	—	1,343	0,203	1,546
O_4																								
O_5		1,17	792	663	10 980	+ 483	— 767,6	1009,1	— 628	+ 998	1312	—	1,134	1,523	0,112	1,635	+ 512,3	— 772,9	+ 1040	—	—	1,142	0,092	1,234
O_6																								
O_7		1,17	690	578	11 000	+ 816	— 66,4	849,2	— 489	+ 39,9	509	—	—	1,469	0,046	1,515	+ 866,5	— 81,9	—	— 520	1,500	—	0,047	1,547
U_2		1,17	756	638	8 350	+ 950,2	— 88,5	994,5	—	—	—	—	—	1,558	—	1,558	+ 988,6	— 107,1	+ 465	— 465	1,548	—	0,056	1,604
U_3																	+ 991	— 109,4	+ 539	— 539	1,553	—	0,065	1,618
U_4		1,17	858	723	8 500	+ 1031,4	— 316,6	1189,7	—	—	—	—	—	1,645	—	1,645	+ 1098,8	— 350,6	+ 512	— 512	1,521	—	0,060	1,581
U_5																	+ 1094,4	— 346,5	+ 375	— 375	1,515	—	0,044	1,559
U_6		1,17	666	564	6 950	+ 314,4	— 686	843,2	—	—	—	—	1,205	1,491	—	1,494	+ 402,9	— 732,2	+ 133	— 133	—	1,285	0,019	1,304

U_7		1,17	564	479,7	6 730	+ 419,5	— 459	668,8	—	—	—	—	0,952	1,394	—	1,394	+ 445,9	— 491,1	+ 133	— 133	—	0,863	0,020	0,883
D_1		1,17	637	545,5	—	+ 892	— 39,9	912	—	—	—	—	—	1,672	—	1,672	+ 924,9	— 41,7	—	—	1,697	—	—	1,697
D_2		1,17	461	403	—	+ 93,2	— 599,4	646	—	—	—	—	1,520	1,602	—	1,602	+ 98,5	— 627,3	—	—	—	1,580	—	1,580
D_3		1,17	324,6	274,6	—	+ 362,7	— 155,2	440,3	—	—	—	—	—	1,605	—	1,605	+ 390,8	— 183,3	—	—	1,427	—	—	1,427
D_4	wie D_3	1,17	324,6	274,6	—	+ 328,3	— 181,3	419	—	—	—	—	—	1,528	—	1,528	+ 359,1	— 212,1	—	—	1,311	—	—	1,311
D_5		1,17	412,1	349,6	—	+ 51,5	— 571,4	597,2	—	—	—	—	1,621	1,708 [3]	—	1,708	+ 87,3	— 607,2	—	—	—	1,724	—	1,724
D_6		—	557	492,5	—	+ 852,3	+ 38,3	—	—	—	—	1,730 [3]	—	—	—	1,730	+ 893,1	— 2,5	—	—	1,816	—	—	1,816
D_7		1,17	749	—	—	—	— 985,9	—	—	—	—	—	1,540	—	—	1,540	—	— 1025,2	—	—	—	1,600	—	1,600
St		1,04 [2]	219,6	191,5	—	+ 5,3	— 270,6	273,3	—	—	—	—	1,281	1,426	—	1,426 σ_{zul} = 1,4 t/cm²	+ 90,5	— 355,8	—	—	—	1,685	—	1,685 σ_{zul} = [4] 1,700

Besteht aus Flußstahl St 37

[1]) Infolge Bremskraft. — [2]) Der ω-Wert ist der Tafel der neuen Vorschrift entnommen. — [3]) Geringfügige Überschreitung von σ_{zul} infolge Erhöhung des ursprünglich veranschlagten Eigengewichts. — [4]) σ_{zul} wegen der besonders ungünstigen Annahmen für die Belastung durch Bremskräfte erhöht angenommen.

Tafel 18. Zusammenstellung der Haupt- und Zusatzstabkräfte. (Sämtliche Kräfte in t.)

Stab	Brücke offen: Ständige Last	Brücke offen: Brücke ganz offen $W = 250$ kg/m²: Querwind: Windgurt	Brücke offen: Brücke ganz offen $W = 250$ kg/m²: Querwind: Windkippmoment	Brücke offen: Brücke ganz offen $W = 250$ kg/m²: Längswind: Windkippmoment	Brücke offen: Brücke halb offen $W = 50$ kg/m²: Windgurt	Brücke offen: Brücke halb offen $W = 50$ kg/m²: Windkippmoment	Brücke offen: Größte Gesamtstabkraft: +	Brücke offen: Größte Gesamtstabkraft: —	Brücke geschlossen: Größte Hauptstabkraft: +	Brücke geschlossen: Größte Hauptstabkraft: —	Brücke geschlossen: Winddruck $W = 150$ kg/m²: Windgurt	Brücke geschlossen: Winddruck $W = 150$ kg/m²: Windkippmoment	Brücke geschlossen: Bremswirkung	Brücke geschlossen: Größte Gesamtstabkraft: +	Brücke geschlossen: Größte Gesamtstabkraft: —	max S (+)	min S (—)	Stab
Vergleiche	Seite 191	Seite 192 bis 193			Seite 193				Seite 191		Seite 194		Seite 195					
$O_1 = O_2$	+ 26,5	—	± 1,2	+ 4,9 / — 7,8	—	± 0,2	+ 31,4	—	(— 8,3)	— 598,0	—	± 7,5	± 59,7	58,9	665,2	58,9	665,2	$O_1 = O_2$
$O_3 = O_4$	+ 185,0	—	± 10,6	+ 4,9 / — 7,8	—	± 2,1	+ 195,6	—	+ 42,8	— 1084,1	—	± 12,3	± 30,5	85,6	1126,9	195,6	1126,9	$O_3 = O_4$
$O_5 = O_6$	+ 483,0	—	± 29,3	+ 4,9 / — 7,8	—	± 5,9	+ 512,3	—	+ 195,5	— 767,6	—	± 3,8	± 1,3	200,8	772,9	512,3	772,9	$O_5 = O_6$
O_7	+ 816,0	—	± 50,5	± 7,8	—	± 10,1	+ 866,5	—	+ 644,0	— 66,4	—	± 15,5	0	659,5	81,9	866,5	81,9	O_7
U_1	0	± 8,5	0	+ 2,6 / — 3,8	± 0,3	0	+ 8,5	— 3,8	0	0	± 9,2	0	0	9,2	9,2	9,2	9,2	U_1
U_2	— 88,5	± 13,9	± 4,7	+ 2,6 / — 3,8	± 1,3	± 0,9	—	— 107,1	+ 950,2	— 5,6	± 15,0	± 11,6	± 11,8	988,6	44,0	988,6	107,1	U_2
U_3	— 88,5	± 16,2	± 4,7	+ 2,6 / — 3,8	± 2,8	± 0,9	—	— 109,4	+ 950,2	— 5,6	± 17,4	± 11,6	± 11,8	991,0	46,4	991,0	109,4	U_3
U_4	— 316,6	± 15,3	± 18,7	+ 2,6 / — 3,8	± 5,0	± 3,7	—	— 350,6	+ 1031,4	— 106,0	± 16,5	± 9,8	± 41,1	1098,8	173,4	1098,8	350,6	U_4
U_5	— 316,6	± 11,2	± 18,7	+ 2,6 / — 3,8	± 7,9	± 3,7	—	— 346,5	+ 1031,4	— 106,0	± 12,1	± 9,8	± 41,1	1094,4	169,0	1094,4	346,5	U_5
U_6	— 686,0	± 4,0	± 42,2	+ 6,6 / — 3,8	± 11,3	± 8,4	—	— 732,2	+ 314,4	— 308,9	± 4,3	± 5,4	± 78,8	402,9	397,4	402,9	732,2	U_6
U_7	— 459,0	± 4,0	± 28,1	+ 6,6 / — 3,8	± 11,3	± 5,7	—	— 491,1	+ 419,5	— 173,6	± 4,3	± 0,2	± 21,9	445,9	200,0	445,9	491,1	U_7
D_1	— 39,9	—	± 1,8	0	—	± 0,4	—	— 41,7	+ 892,0	(+ 13,7)	—	± 11,2	± 21,7	924,9	19,2	924,9	41,7	D_1
D_2	+ 93,2	—	± 5,3	0	—	± 1,1	+ 98,5	—	+ 53,9	— 599,4	—	± 6,2	± 21,7	81,8	627,3	98,5	627,3	D_2
D_3	— 145,0	—	± 8,8	0	—	± 1,8	—	— 153,8	+ 362,7	— 155,2	—	± 1,2	± 26,9	390,8	183,3	390,8	183,3	D_3
D_4	+ 198,0	—	± 12,3	0	—	± 2,5	+ 210,3	—	+ 328,3	— 181,3	—	± 3,9	± 26,9	359,1	212,1	359,1	212,1	D_4
D_5	— 250,8	—	± 15,9	0	—	± 3,2	—	— 266,7	+ 51,5	— 571,4	—	± 8,9	± 26,9	87,3	607,2	87,3	607,2	D_5
D_6	+ 304,9	—	± 19,4	— 6,0	—	± 3,9	+ 324,3	—	+ 852,3	(+ 38,3)	—	± 13,9	± 26,9	893,1	2,5	893,1	2,5	D_6
D_7	— 194,2	—	± 12,5	+ 22,7	—	± 2,6	—	— 206,7	(+ 100,6)	— 985,9	—	± 15,0	± 24,3	(— 61,3)	1025,2	(— 61,3)	1025,2	D_7
St	— 259,2	—	± 16,1	—	—	± 3,2	—	— 275,3	+ 5,3	— 270,6	—	± 6,0	± 79,2	90,5	355,8	90,5	355,8	St

Alle Rechte vorbehalten.

Brücken aus Beton mit und ohne Steinverkleidung.

Von Dr.-Ing. **W. Petry**, geschäftsführendem Vorstandsmitgliede des Deutschen Beton-Vereins, Obercassel-Siegkreis.

In der „Bautechnik“ 1926, Heft 55, behandelt Herr Reichsbahndirektor Dr. Schaper die Frage, ob Brücken aus Beton die gleiche Lebensdauer haben wie Brücken aus Stein oder aus Beton mit Steinverkleidung. Die Frage wird dahin beantwortet, daß, so lange die Betonbauregeln nicht Allgemeingut der Bauunternehmungen und der bauleitenden Behörden geworden sind, die Betonbauten den Bauten aus Stein oder aus Beton mit Steinverkleidung hinsichtlich der Güte, der Lebensdauer und des guten Aussehens nicht gleichzuachten sind. Auch nach Ansicht des Verfassers jenes Aufsatzes steht aber fest, daß es bei Beachtung aller Regeln gelingen muß, Betonbauten zu schaffen, die sich den Bauten aus Stein oder aus Beton mit Steinverkleidung gleichwertig an die Seite stellen können.

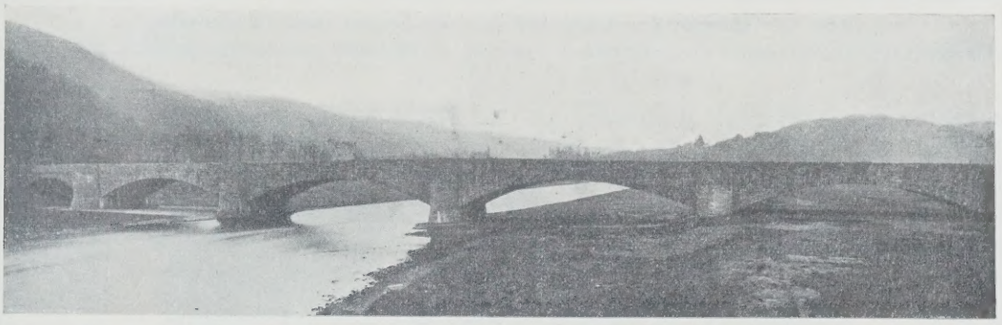


Abb. 1. Straßenbrücke über die Sieg bei Allner. Betonbogen mit Hausteinverkleidung.
Ausführung 1925/1926 durch die Firma Hüser & Cie., Obercassel-Siegkreis.

Die Mängel, die Herr Reichsbahndirektor Schaper in der Betonbauweise sieht, liegen nach seiner Ansicht nicht eigentlich in der Eigenart der Bauweise selbst, sondern werden durch die falsche Stellung verschuldet, die die Ingenieure vieler bauausführenden Firmen und mancher bauleitenden Stellen dem Betonbau gegenüber einnehmen. Die auf der Baustelle zu beachtenden Regeln werden in so vielen Fällen immer noch nicht genügend beachtet.

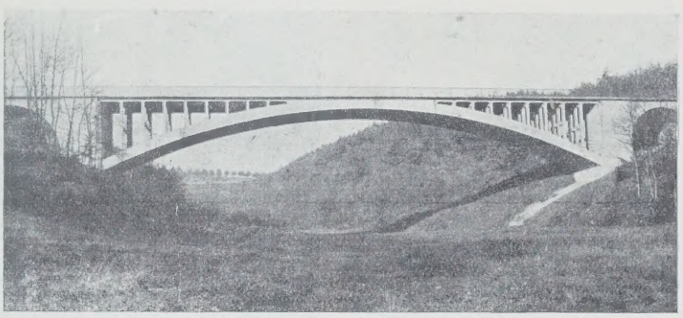


Abb. 2. Straßenbrücke im Wahnbachtal bei Siegburg.
Stampfbetonbogen ohne Verkleidung und ohne Vorsatzbeton.
Ausführung 1925 durch die Firma Hüser & Cie., Obercassel-Siegkreis.

Was Herr Reichsbahndirektor Schaper über die Notwendigkeit gewissenhafter Ausführung von Betonbauten sagt, muß man ohne Einschränkung unterschreiben. Es ist erfreulich, daß der Leiter des Bauwesens in der Deutschen Reichsbahngesellschaft in der Öffentlichkeit einmal auf diese Verhältnisse hingewiesen und damit den guten und zuverlässigen Betonbauunternehmungen das Wort geredet hat. Da nach des Verfassers eigenen Worten die Betonbauregeln noch nicht Allgemeingut der bauleitenden Behörden geworden sind, so ist zu wünschen, daß er seine Gedanken bei den Reichsbahnstellen im ganzen Reich zur Geltung bringt, und daß hiernach bei der Ausführung und bei der Vergebung von Betonbauten überall verfahren wird. Geschieht dies, dann werden die Betonbauten von ausgezeichneter Güte und Schönheit, die es nach den Worten des Verfassers gibt, nicht mehr die Ausnahme, sondern die Regel bilden. Es ist leider festzustellen, daß Betonbauten von den Reichsbahndirektionen oft nur mit Rücksicht auf den Kostenpunkt und ohne Rücksicht darauf vergeben wurden, ob der Unternehmer überhaupt in der Lage sein konnte, die Arbeiten zu den angebotenen Preisen anständig auszuführen. Dieses Verfahren hat sich gerächt. Im Bereiche vieler Reichsbahndirektionen sind Betonbrücken entstanden, die — zu billigen Preisen und schlecht ausgeführt — früher oder später nach der Fertigstellung Mängel zeigten und dem Betonbau keine Ehre machen.

Der Deutsche Beton-Verein und viele seiner Mitglieder machen seit

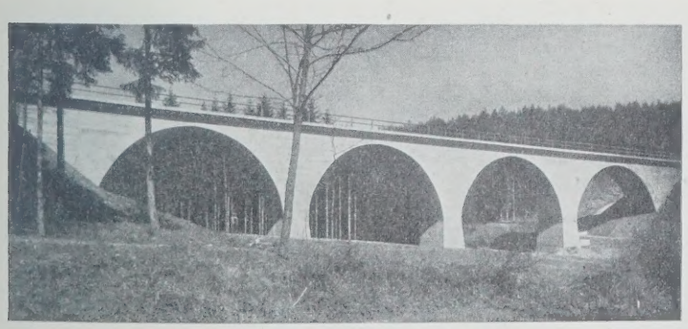


Abb. 3. Aispachviadukt auf der Bahnlinie Leinfelden—Waldenbuch bei Stuttgart.
Ausgeführt 1922 durch die Firma Wayss & Freytag.
Außenflächen unbearbeiteter Vorsatzbeton.

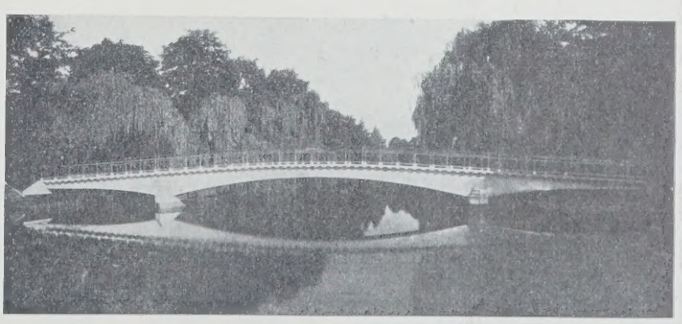


Abb. 4.
Fußgängerbrücke Ostrowersteg Cottbus.
Ausgeführt 1923 durch die Firma Dyckerhoff & Widmann.
Außenflächen abgestockt, jedoch ohne Vorsatzbeton.

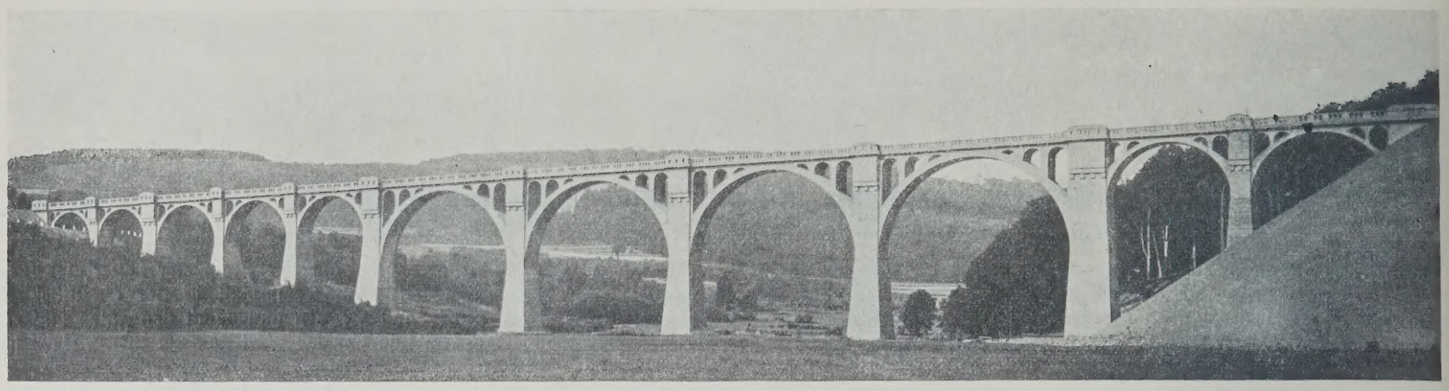


Abb. 5. Talbrücke der Eisenbahnlinie Marienberg—Erbach (Westerwald).
Ausgeführt 1909 durch die Firma Hüser & Cie., Obercassel-Siegkreis. — Ansichtflächen ohne Verkleidung und ohne Vorsatzbeton.

Jahrzehnten in ihren Laboratorien und auf Baustellen Versuche mit Probekörpern und größeren Bauteilen. Der Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe, den verschiedenen Wasserzusätzen, der Stampfarbeit, sorgfältiger und zweckentsprechender Einschalung, Rüstung und Ausrüstung u. dergl. wurde stets die nötige Aufmerksamkeit gewidmet. Die Erfahrungen wurden nicht nur mit den Baubehörden, sondern auch mit den Technischen Hochschulen, insbesondere den Materialprüfungsämtern ausgetauscht.

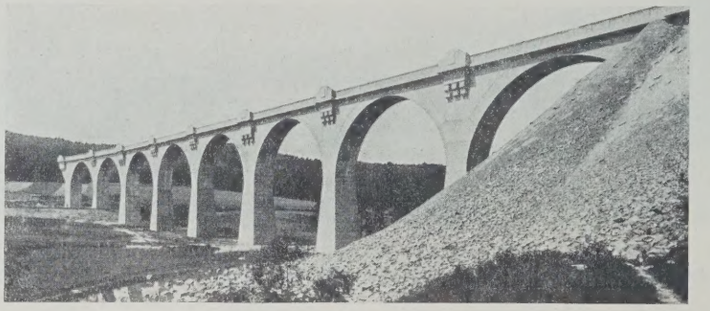


Abb. 6. Eisenbahntalbrücke bei Eifa auf der Linie Niederaula—Alsfeld.
Ausgeführt 1912 durch die Firma Hüser & Cie., Obercassel-Siegkreis.
Ansichtflächen ohne Steinverkleidung.

Der Deutsche Beton-Verein setzt sich seit Jahrzehnten in seinem — leider allzu beschränkten — Mitgliederkreis in Wort und Schrift für die Güte der Bauausführung ein. Der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton, der, wie bekannt, auf Betreiben des Deutschen Beton-Vereins ins Leben getreten ist, hat Versuche in großem Maßstabe durchgeführt und die Folgerungen daraus gezogen. Auch er ist zu dem Schluß gekommen, daß man Beton- und Eisenbetonbauten nur an sachkundige und zuverlässige

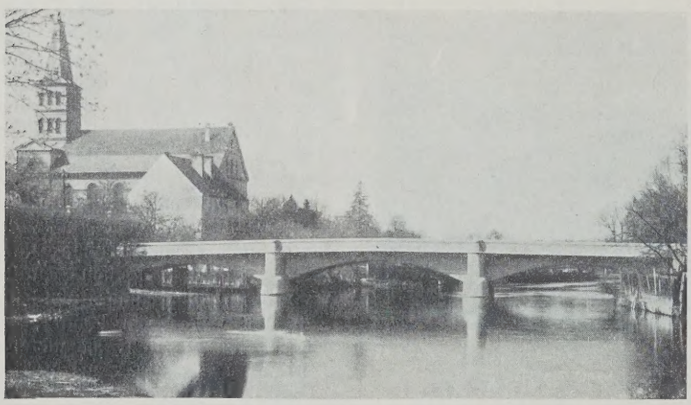


Abb. 7. Betonbogenbrücke mit drei Gelenken über die Obra in Meseritz.
Ausgeführt 1925 durch die Firma Windschild & Langelott.
Ansichtflächen werksteinmäßig bearbeiteter Vorsatzbeton.

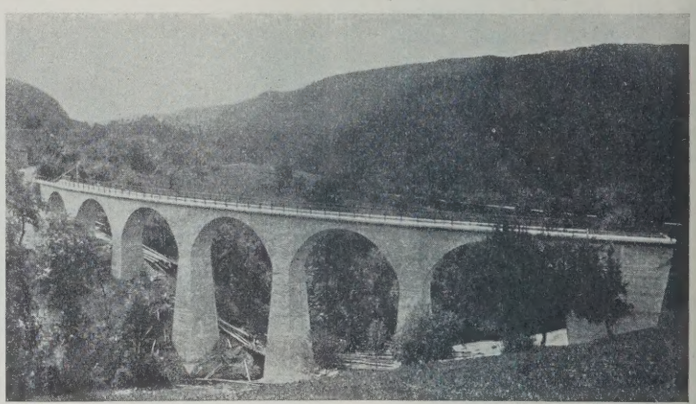


Abb. 8. Strumpfelbachviadukt, Bahnlinie Schorndorf—Welzheim (Württemberg).
Ausgeführt 1908 durch die Firma Wayss & Freytag.
Ansichtflächen Vorsatzbeton ohne wesentliche Bearbeitung.

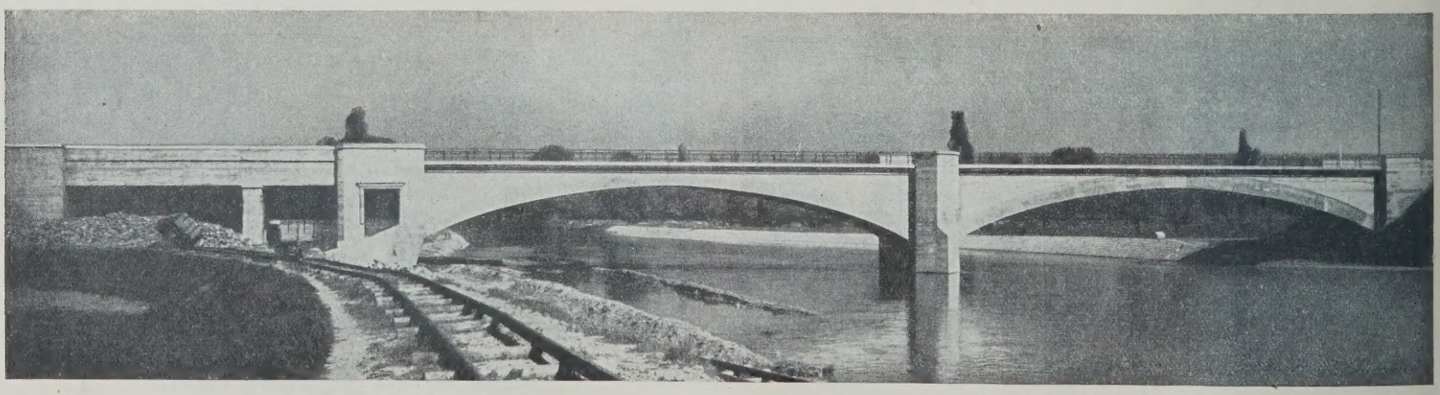


Abb. 9. Eisenbahnbrücke mit Gehweg über den Neckar bei Stuttgart-Gaisburg.
Ausgeführt 1922 durch die Firma Wayss & Freytag. — Ansichtflächen unbearbeiteter Vorsatzbeton.

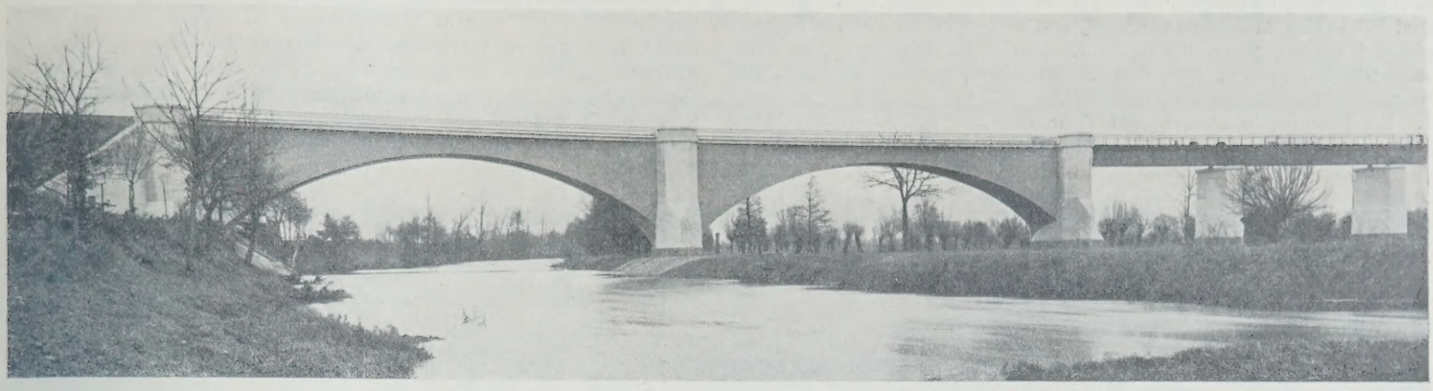


Abb. 10. Eisenbahnbrücke über die Elster, Güterzuglinie Techwitz—Zeitz.
Ausgeführt 1912 durch die Bauunternehmung Rud. Wolle, Leipzig. — Ansichtflächen ohne Verkleidung und ohne Vorsatzbeton.

Unternehmer vergeben darf (vergl. Vorbemerkung zu den Beton- und Eisenbetonbestimmungen vom September 1925).

Wie steht es in der Praxis?

Der Zuschlag geht in vielen Fällen an den Mindestfordernden. Die Forderungen bezüglich des Befähigungsnachweises sind sehr milde. Viele Dienststellen geben sich schon zufrieden, wenn der Unternehmer angibt, daß einer der Inhaber einmal bei einer größeren Firma, oder daß ein Bauführer oder Vorarbeiter bei dieser oder jener bekannten Firma gewesen sei.

Für die zuverlässigen Bauunternehmungen ist es an sich nicht das schlimmste, daß Aufträge auch an ungeeignete Unternehmer vergeben werden. Aber es ist niederdrückend, daß Mißerfolge derartiger Geschäftsleute nicht der Ausführung, sondern der Bauweise zur Last gelegt werden.

Von dem Erlaß des Herrn Reichsverkehrsministers vom 31. Oktober 1922, nach dem Eisenbetonbauwerke von Eisenbahnverwaltungen nicht mehr öffentlich, sondern unter einer beschränkten Anzahl besonders zuverlässiger und im Eisenbetonbau erfahrener Unternehmer ausgeschrieben werden sollen, hat man bis jetzt wenig gemerkt. Auch heute ist das öffentliche Ausschreibungsverfahren noch üblich, und die Vergebung geschieht dann häufig zu Preisen, bei denen keine gewissenhafte Ausführung erwartet werden kann.

Es verdient besonders hervorgehoben zu werden, daß im Bereich der früheren Württembergischen Staatseisenbahn, bei der die Betonbauweise schon früher in Blüte und Ansehen stand als in Norddeutschland, viele schöne unverkleidete Betonbrücken stehen, die sich trotz ihres Alters sehr gut gehalten haben. Dort hat man die richtigen Leute an den richtigen Platz gestellt und der Güte der Bauausführung den größten Wert beigelegt. Der Erfolg ist offensichtlich.

Es wird gewiß hier und da Fälle geben, wo Rücksichten auf die Örtlichkeit und Umgebung, auf die in der betreffenden Gegend stehenden Bauten, auf etwa vorhandenen Steinreichtum der Gegend zu einer Verkleidung der Betonbrücken mit Natursteinen führen. Man denke z. B. an die vielen Betonbrücken im Ahrtal, die fast alle mit dem dort vorkommenden Grauwackensandstein verkleidet worden sind und eine Zierde der ganzen Gegend bilden. Ein anderes Beispiel ist die neuerbaute Brücke über die Sieg bei Allner, eine Dreigelenkbogenbrücke aus Beton, die mit Rücksicht auf das benachbarte romantische Schloß Allner mit Grauwacke verkleidet werden mußte (Abb. 1).

Abb. 13. Laufenmühle-Viadukt auf der Strecke Schorndorf—Welzheim (Württemberg).
Ausgeführt 1920 durch die Firma Wayss & Freytag.
Außenflächen Vorsatzbeton ohne wesentliche Bearbeitung.

In vielen anderen Fällen aber wäre eine Natursteinverkleidung von Betonbrücken eine Verschwendung, und sie wäre z. B. bei großen Spannweiten unlogisch, weil sie etwas vortäuschte, was nicht vorhanden ist. Man könnte z. B. nicht einsehen, daß man die in Abb. 2 dargestellte Wahnbachtalbrücke, einen Dreigelenkbogen von 70 m Spannweite, in einem einsamen Wald- und Wiesental mit Steinen verkleiden sollte. Die Brücke wirkt in der großen Linie und in der nackten Betonstruktur sehr gut. Auch Vorsatzbetonflächen sind bei derartigen großen Bauwerken meist nicht nötig. Der Beton kann oft so bleiben, wie er aus der Schalung kommt. Schließlich ist auch nicht recht zu verstehen, weshalb unter sonst gleichen Verhältnissen Brücken aus Beton mit Steinverkleidung

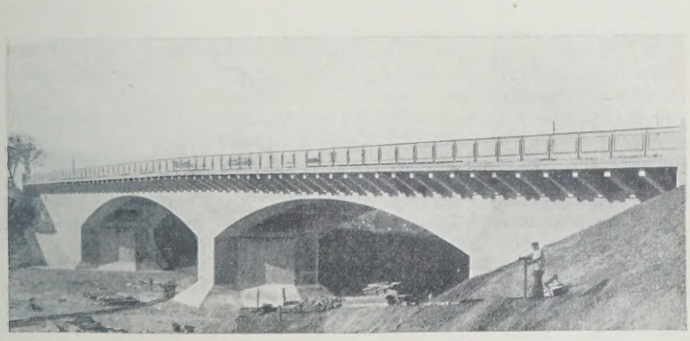


Abb. 11. Straßenbrücke in Flensburg.
Ausgeführt 1925 durch die Ph. Holzmann A.-G.
Ansichtflächen weder Verkleidung noch Vorsatzbeton, jedoch steinmetzmäßig bearbeitet.

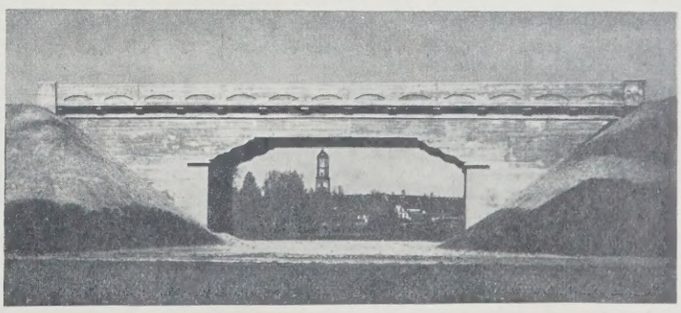


Abb. 12.
Eisenbahnbrücke über die Rollinstraße in Biberach.
Ausgeführt 1920 durch die Firma Wayss & Freytag.
Ansichtflächen ohne Vorsatzbeton und ohne Bearbeitung.

besser ausgeführt werden sollen als wie Betonbrücken. Ein Pfuscher wird bei beiden Bauwerken sündigen, und die Fehler, die beim Betonieren gemacht werden, teilen sich auch der Steinverkleidung mit. Sie kann doch nicht so gedacht sein, daß sie Schlechtes, das dahinter sitzt, mit ihrem schönen Gewand verdecken soll.

Bei Brücken in Städten und Ortschaften, in denen der Beschauer näher an die Brücke herankommt und in schönheitlicher Beziehung höhere Anforderungen zu stellen sind als in einsamen Gegenden, wird man sich mit dem rohen, schalungsrauhen Beton oft nicht begnügen können, sondern die Außenflächen mit Vorsatzbeton behandeln und bearbeiten.

In dem Aufsatze des Herrn Reichsbahndirektor Dr. Schaper sind zwei schöne Schweizer Betonbrücken abgebildet, eine mit, die andere ohne Vorsatzbeton. Es verdient hervorgehoben zu werden, daß wir auch in Deutschland viele unverkleidete Betonbrücken haben, die lange stehen, schön und technisch einwandfrei sind. In den Abb. 3 bis 14 finden sich einige Beispiele, die zusammen mit vielen anderen Bauwerken zum Beweise dienen können, daß die Äußerung des Herrn Reichsbahndirektor Schaper, wirklich gute und schöne Betonbauten gehörten heute noch zu den Ausnahmen, wohl etwas zu weit geht. In dem berechtigten Bestreben, das Schlechte zu geißeln, darf man doch das Gute nicht ganz übersehen. Es gilt, die Ursachen des Schlechten zu beseitigen, und dabei sollten alle, die es angeht, mithelfen.

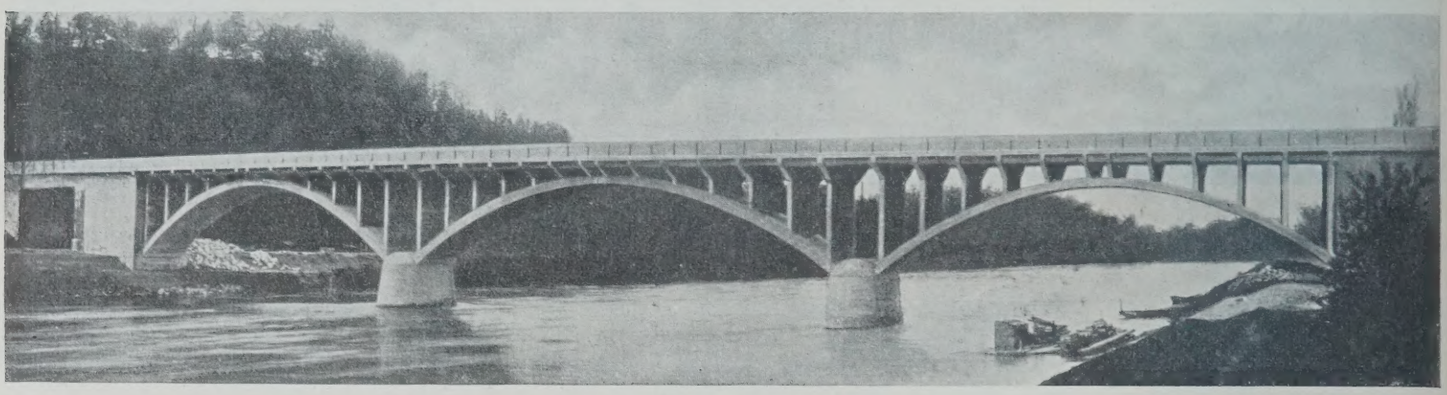


Abb. 14. Donaubrücke bei Reisensburg.
Ausgeführt 1919/20 durch die Firma Wayss & Freytag. — Außenflächen steinmetzmäßig bearbeitet.

INHALT: Der Umbau des Hornberger Talüberganges bei km 42,3 der Schwarzwaldbahn. — Das Strubklammkraftwerk der Stadt Salzburg. — Die Festigkeitsberechnung der neuen Pregelbrücke in Königsberg (Pr.). — Brücken aus Beton mit und ohne Steinverkleidung.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 22. März 1927. Heft 13

Bücherschau.

Der Grundbau. Von Dr.-Ing. ehr. L. Brennecke. 4. Auflage, neubearbeitet und herausgegeben von Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Ministerialrat. I. Band. Baugrund, Baustoffe, Pfähle, Spundwände, Baugrube. 261 S. mit 244 Textabb. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 19,20, geb. 21 R.-M. Vorzugspreis für Bezieher der „Bautechnik" bis 31. März d. Js. geb. 19,20 R.-M.

Das in jeder seiner Auflagen sehr geschätzte Buch ist seit 1906 nicht neu herausgegeben worden. Um so mehr wird sein Erscheinen in 4. Auflage der Fachwelt willkommen sein, da die große Zeitspanne eine Fülle von Neuerungen mit sich gebracht hat, die in der neuen Bearbeitung reichlich Berücksichtigung fanden. Die hierdurch bedingte wesentliche Vermehrung des Stoffes ließ es angezeigt erscheinen, die 4. Auflage in zwei Bände zu gliedern, deren erster soeben erschienener den Baugrund, die Baustoffe, Pfähle, Spundwände und die Baugrube behandelt, während der in Vorbereitung befindliche II. Band den verschiedenen Gründungsverfahren gewidmet sein wird. Während in den früheren Auflagen die Baumaschinen das einleitende Kapitel bildeten, wurde von einer Bearbeitung dieses Stoffes in der nun vorliegenden Auflage ganz abgesehen, weil andernfalls der Umfang des Werkes angesichts der vielen Neuerungen auf den übrigen Gebieten des Grundbaues zu groß geworden wäre. Bezüglich der Baumaschinen wird also hier auf anderes einschlägiges Schrifttum verwiesen.

Als einleitender Teil erscheint diesmal eine Abhandlung über die verschiedenen Bodengattungen, wobei aber nicht nur deren Festigkeitseigenschaften behandelt werden, sondern auch auf ihre geologische Entstehung näher eingegangen wird. Dies ist sehr zu begrüßen, weil der Leser auf diese Weise nicht nur mit vollendeten Tatsachen, sondern mit dem kosmischen Werdegang der Gesteine und Bodenschichten vertraut gemacht wird. Dem wichtigsten Abschnitt im ersten Teil, der Tragfähigkeit des Baugrundes und dessen Berechnung, ist ein namhafter Abschnitt gewidmet, in dem auch Senkungen, Rutschflächen, besonders aber die Wirkungen des Wasserauftriebes an Gründungen sehr ausführlich behandelt werden. Über die letztere Frage haben gerade in den verflossenen 20 Jahren sehr tiefgreifende Auslassungen in den Fachblättern stattgefunden, wobei die Namen Schaper, Franzius, Zimmermann und Krey besonders hervortraten. Erstmalig erscheint der Gasdruck in Bodenschichten in fachmännischer Erläuterung. Belastungsversuche und Meßvorrichtungen zur Bestimmung der zulässigen Belastung des Untergrundes werden in Wort und Bild vorgeführt. Den Schluß des ersten Teiles bildet ein kleiner Abschnitt, in dem wenigstens derjenigen Baumaschinen gedacht wird, die zur Erforschung des Baugrundes und des Grundwassers gebräuchlich sind. Sehr beachtlich ist die Behandlung des Gebietes der chemischen Bodenuntersuchungen, das in neuerer Zeit immer mehr in den Vordergrund gerückt ist.

Hierauf wird im Teil II, der den Baustoffen gewidmet ist, später nochmals näher eingegangen. Dieser Teil gliedert sich in Abhandlungen über Holz, Eisen und Beton. Ausgehend von den Holzarten, werden Hinweise über Gütevorschriften bei der Abnahme gegeben und die Ursachen der Zerstörungserscheinungen mit ihren Einflüssen auf die Lebensdauer anschaulich geschildert und Maßnahmen zum Schutz gegen die Feinde des Holzbaues erläutert, wobei auch die neuesten Tränkungsverfahren, wie „Rüping", Berücksichtigung finden. Beim Eisen bildet der Rost den Gegenstand eingehender Besprechung, ebenso die Hilfsmittel zu dessen Bekämpfung, wie Anstriche, Verzinkung oder Zusätze zum Eisen bei dessen Herstellung, wie Chrom und Nickel.

Ein breiter Raum ist dem Beton gewidmet. Bei der hier zunächst folgenden Besprechung der Zemente hinsichtlich deren Zusammensetzung und Widerstandsfähigkeit gegen Säureeinflüsse erscheinen überraschenderweise nur die Portland-, Eisenportland- und Hochofenzemente, während doch außer den Hochofenzementen gerade die Erzzemente und die Tonerdezemente hier mit in erster Linie genannt werden sollten. Sie werden zwar später bei Besprechung der Mittel gegen Säureeinflüsse mit erwähnt, doch tritt ihre Behandlung dort weit zurück hinter der der erstgenannten Zemente. Den Ausführungen des Verfassers über Kornzusammensetzung ist durchweg zuzustimmen. Bezüglich des Wasserzusatzes kann man sich ebenfalls seinen Darlegungen anschließen, nicht aber allenthalben seinen Schlußfolgerungen bezüglich der Betondichte, soweit sie aus dem Wasserzusatz herzuleiten sind. Vermißt werden Hinweise auf wasserabweisende bezw. wasserdichtende Beimengungen wie Ceresit u. a., zumal mit ihnen mitunter gute Erfahrungen gegen schwächere Säureeinflüsse gemacht worden sind. In dem Unterabschnitt über die Verarbeitung des Betons werden unterschieden Stampfbeton, weicher Beton, Gußbeton, Schüttbeton, Spritzbeton und Schleuderbeton. Wenn die letzten beiden Betonsorten für Grundbau aufgeführt wurden, dann hätte hier mit größerer Berechtigung des Preßbetons Erwähnung getan werden müssen, der besonders für Wiederinstandsetzungsarbeiten von höchster Bedeutung gerade auch im Grundbau geworden ist. Er wird indessen nur an späterer Stelle bei den Pfahlbauverfahren mit herangezogen.

Sehr zu begrüßen sind die Ansichten des Verfassers über chemische Einflüsse im Grundwasser sowie die Schutzmaßnahmen gegen solche. Dem Leser werden hier gleichzeitig die besten Quellen in Fußnoten genannt, um auf diesem in neuerer Zeit immer mehr in den Vordergrund tretenden Gebiet sich weiter unterrichten zu können. Schätzenswert sind die Darlegungen über die Zusätze von Traß und Kalk zu Mörtel oder Beton. In diesem Teil II kommen mehr als in allen anderen Teilen die sehr weitreichenden Errungenschaften innerhalb der letzten 20 Jahre zum Ausdruck.

Teil III enthält die Pfahlbauarten und Spundwände. Verfasser unterteilt hier nach dem Baustoff, wobei er immer gleich die Pfähle und Spundwände aus gleichem Material zusammenfaßt. Während auf dem Gebiete der Einzelpfähle selbst durchgreifende Neuerungen in den letzten 20 Jahren kaum zu nennen sind, zeigt Verfasser hier die sehr beachtlichen Fortschritte im Bau eiserner Spundwände, deren Widerstandsmomenten er einen besonderen Unterabschnitt widmet. Unter den Eisenbetonpfählen sind es, wenn man von den Schleuderbetonpfählen absieht, wiederum mehr die Spundwandpfähle, die wirklich Neuheiten aufzuweisen haben. Bei dem Unterabschnitt über das Einbringen der Pfähle und Spundbohlen läßt Verfasser nach einem allgemein gehaltenen Vorwort über Rammarbeiten den hölzernen und eisernen Pfählen getrennte Behandlung angedeihen, hier wäre ein gleicher Abriß über Rammarbeiten mit Eisenbetonpfählen angebracht gewesen, da bei ihnen doch wieder zum Teil besondere Rücksichten zu beachten sind. Bezüglich der Berechnung von Rammpfählen verweist Verfasser auf das Handbuch für Eisenbetonbau, III. Band (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin). Verfasser macht sich durch diesen Hinweis frei von unnötigem Ballast, denn auf dem Gebiet der Pfahlberechnung sind wesentliche Fortschritte in den letzten 20 Jahren kaum zu verzeichnen und, wo von solchen die Rede sein kann, wird ihrer Erwähnung getan. Da Probebelastungen ungleich höher zu bewerten sind als irgendwelche Tragfähigkeitsberechnungen nach Formeln, hätte ich ein längeres Verweilen des Verfassers bei dem Unterabschnitt über Probebelastungen begrüßt.

Den Schlußteil IV bilden die Besprechungen der Baugrube, und zwar Sohle, Böschungen, Verschalungen, wagerecht und senkrecht, bis zu den Einfassungen mit Spundwänden aus Holz, Eisen und Eisenbeton und endlich den Fangedämmen. Hier finden sich sehr schätzbare Beispiele aus der neuen und allerneuesten Zeit vom In- und Auslande. Vorzügliche zeichnerische Darstellungen ergänzen diese Berichte, die zum großen Teil wirklich Neues bieten. Die Kastenfangedämme bilden einen besonderen umfangreichen Einzelabschnitt. Den Schluß des Werkes bildet das Kapitel über die Wasserhaltung. Nach eingehender Besprechung der offenen Wasserhaltung mit ihren Tücken und Gefahren läßt Verfasser die Grundwassersenkung sehr ausführlich zu Worte kommen, zunächst mit Filterbrunnen und darauf mit Saugrohren in einer oder mehreren Staffeln. Auch hier werden die jeweiligen Verfahren neben Rechnungsbeispielen auch mit auserlesenen Beispielen aus der Praxis belegt. Zusammenfassend kann gesagt werden, daß das Werk in seiner 4. Auflage einen sehr wesentlichen Fortschritt gegenüber seinen an sich schon immer wertgeschätzten früheren Auflagen bildet und in der Praxis sehr rasch eine vorzügliche Aufnahme finden dürfte. Colberg.

Sportplatz und Kampfbahn. Von Carl Diem und Johannes Seyffert, Heft 2 der Beiträge zur Turn- und Sportwissenschaft. 2. erweiterte Auflage. 115 S. mit 63 Abb. Berlin 1927. Verlag Weidmannsche Buchhandlung. Preis 4,50 R.-M.

Die neue Auflage berücksichtigt alle bisherigen Erfahrungen und die letzten jetzt geltenden Regeln. Es fehlen weder die allgemeinen Grundsätze über den Umfang und die Verteilung der Sportanlagen im Verhältnis zum Stadtgebiet, noch das, was das Wesen der Übungsplätze ausmacht und sie von der eigentlichen Kampfbahn, dem Stadion, unterscheidet. Die verschiedenen möglichen Formen des Übungsfeldes sind erörtert und durch Normalpläne erläutert, die alle Einzelmaße genau enthalten. Besonders die Form der Laufbahn, die das Fußballfeld umzieht, bestimmt den Charakter des Übungsfeldes wie auch des Stadions: Sie kann gerade Langseiten haben, die an den Kopfenden entweder durch Halbkreise oder durch Korbbogen miteinander verbunden sind, sie kann auch durchaus oval angeordnet sein, wodurch an den Langseiten zwischen Laufbahn und Fußballfeld freie Zwickel entstehen, die zum Weitsprung und anderen Vorführungen benutzt werden können, und durch die die Zuschauerränge auch an diesen Langseiten eine gebogene Linienführung erhalten, die ihnen einen günstigeren Überblick über die Vorführungen gewährt. Auch die jetzt strittig gewordene Frage, ob die Laufbahn, wie bisher üblich, in der Kurve überhöht werden soll oder nicht, ist mit Für und Wider erörtert. Besonders wertvoll ist es, daß der technischen Herstellung und Unterhaltung der Spielflächen, sei es Rasenfläche oder Aschenbahn, Tennisplatz oder Spieltenne, erschöpfend Raum gewährt worden ist. Das Werkchen ist bei aller Knappheit ein erschöpfender Leitfaden, seine Benutzung kann ein mustergültiges Planen erleichtern und vor Fehlschlägen behüten. Eine Entschuldigung für Mißgriffe in der Planung und Ausführung kann es hiernach nicht mehr geben. Morgenschweis.

Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen. Von W. Fellenius. 40 S. mit 27 Textabb. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 4,20 R.-M.

Der Verfasser behandelt einige einfache Aufgaben des Erddruckes und der Standsicherheit von Böschungen mit ebenen und kreisförmigen Gleitflächen, und zwar einerseits für den Fall, daß nur Kohäsion im Boden zur Wirkung kommt, anderseits beim Zusammenwirken von Reibung und Kohäsion. Die zuerst in Schweden in die Rechnung eingeführte kreisförmige Gleitfläche beruht zwar ebenso wie die ebene Gleitfläche auf ziemlich willkürlicher Annahme, sie verdient aber vor der ebenen Gleitfläche den Vorzug in allen Fällen, in denen sie ungünstigere Standsicherheit ergibt als diese. Der erste Teil der Arbeit, der sich mit der Wirkung der Kohäsion (ohne Reibung) befaßt, hat nur wissenschaftliches Interesse, da Böden ohne Reibung wohl kaum vorkommen werden. Dagegen haben die Untersuchungen mit Berücksichtigung der Reibung im zweiten Teile mehr praktische Bedeutung, besonders für die rechnerische Behandlung von Rutschungen. Ich selbst habe in der neuesten Auflage meines Buches über Erddruck und Erdwiderstand in ähnlichen Fällen von der Anwendung kreisförmiger Gleitflächen mehrfach Gebrauch gemacht. Wenn das Buch von Fellenius auch nur einen sehr beschränkten Teil der gesamten Erddruckfragen behandelt, so bildet es doch eine wertvolle Vervollständigung meiner Ausführungen über den gleichen Gegenstand und kann allen Ingenieuren, die sich mit der Standsicherheit von Böschungen befassen müssen, warm empfohlen werden. H. Krey.

Berechnung von Behältern nach neueren analytischen und graphischen Methoden. Für Studierende und Ingenieure und zum Gebrauch im Konstruktionsbureau. 2. Auflage. Mit Benutzung der gemeinsam mit Prof. Dr. K. v. Terzaghi bearbeiteten 1. Auflage herausgegeben von Dr. Theodor Pöschl. VI u. 212 S. mit 71 Abb. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 15,60 R.-M.

Die Neuherausgabe dieses seit längerer Zeit vergriffenen Werkes, das sich mit der Statik und Festigkeit der schalenförmigen Konstruktionen bei polarsymmetrischer Belastung befaßt, ist eine verdienstliche Tat. Die Verwendung des Betons und Eisenbetons für Behälter und Kuppeln erfordert schon lange geeignete Berechnungs- und Bemessungsverfahren, und ein erheblicher Teil der dabei auftretenden Fragen, nämlich soweit sie drehsymmetrische Belastung betreffen, ist hier beantwortet. Der erste Teil behandelt Behälter in Form von Drehflächen, und zwar in vier Stufen wachsender Anpassung an die Wirklichkeit; einmal aufgefaßt als nicht steife, undehnbare Schalen, die keine Biegungsmomente aufweisen, mit zahlenmäßiger Anwendung auf die Konstruktion von Blechbehältern, Kesselböden u. a. Diese Probleme sind statisch bestimmt in dem Sinne, daß die Gleichgewichtsgleichungen am Element oder an ganzen Teilen zur Bestimmung der inneren Kräfte ausreichen. In einem zweiten Kapitel wird durch Einführung des Hookeschen Gesetzes die Dehnung der Schalen berücksichtigt. Am wichtigsten ist das dritte Kapitel mit der Theorie der dünnen biegungssteifen Schalen, die für Kuppeln, kegelförmige Dächer und Zylinder der für Balkenkonstruktionen angewendeten Biegungstheorie gerader und krummer Stäbe entspricht. Es werden die allgemeinen Gleichungen abgeleitet und einfache Sonderlösungen gegeben für Eigenlast, Schneelast und Temperaturänderung, die nur an den Auflagern mit den üblichen Auflagerbedingungen nicht übereinstimmen. Die Berücksichtigung der letzteren erfordert besondere Verfahren. Das genaue und strenge Verfahren von Meißner mittels hypergeometrischer Reihen wird kurz erläutert; wie so häufig ist sie vom mathematischen Standpunkte aus vollkommen, praktisch jedoch kaum anwendbar infolge zu großer und umständlicher Rechenarbeit. In diesen genauen Lösungen sind immer Einflüsse praktisch sehr verschiedener Größenordnung enthalten, die der Auslese durch das Auge des Ingenieurs noch bedürfen. Nach einer kurzen Darstellung des Verfahrens von Blumenthal, das infolge günstiger Reihenentwicklung untergeordnete Einflüsse wegzulassen gestattet, wird das Verfahren von Bauersfeld-Geckeler besprochen, das den Umstand berücksichtigt, daß die von den Auflagerbedingungen herrührenden Größen den Charakter örtlicher Störungen haben und rasch abklingen. Zahlenbeispiele zeigen die Größenordnung der zu erwartenden Werte. Endlich ist noch die Anwendung der Differenzenrechnung kurz besprochen.

Der zweite Teil befaßt sich mit den zylindrischen Behältern unter Beanspruchung durch Wasserdruck einmal nach analytischen, dann nach graphischen Verfahren. Die Reißnerschen Untersuchungen werden gebracht und dann nach dem Verfahren von Ritz wertvolle Zahlentafeln für Behälter mit dreieck-, rechteck-, trapez- und parabelförmigem Wandquerschnitt errechnet. Die graphischen Verfahren, ein von Terzaghi herrührendes Kapitel, sind in Abbildung und Beispiel dargestellt auch für Werkstoffe, deren Formänderungsgesetz (wie bei Eisenbeton) empirisch auf Grund von Versuchen gewonnen wird und vom Hookeschen Gesetze abweicht.

Das Buch gibt einen guten Überblick über den Stoff, und die Kenntnis seines Inhalts ist notwendig, ehe man an Probleme unsymmetrischer Belastung geht; sehr vorteilhaft sind die zahlreichen Zahlenbeispiele, Tafeln, Literaturnachweise und Diagramme, die die Beurteilung der Größenordnung und Wichtigkeit der verschiedenen statischen Werte ermöglichen. Auf praktische Anwendungsfähigkeit ist großer Wert gelegt, und Entwicklungen von rein mathematischer Bedeutung sind ohne Beeinträchtigung der Strenge nur in ihrem wesentlichen Inhalt wiedergegeben. Das Buch ist für den Statiker und den Beamten, der mit der Prüfung solcher Bauwerke zu tun hat, eine wertvolle Hilfe und Stütze und kann nur bestens empfohlen werden. Es ist in der Darstellung und Sichtung des Stoffes ein schönes Denkmal der Deutschen Technischen Hochschule Prag.

Dr.-Ing. Hch. Leitz.

Der deutsche Grünfuttersilo. Geschichtliche Entwicklung, Einsäuerungsverfahren, Betriebswirtschaftliche Bedeutung, Baukonstruktion. Von Dr.-Ing. Kurt Naue, Dresden. VIII u. 166 S. mit 95 Textabb. Berlin 1926. Verlag von Paul Parey. Preis geh. 6,50 R.-M.

Die Grünfutterkonservierung in Silos ist für die deutsche Landwirtschaft bekanntlich von großer Bedeutung. Die mannigfachen Vorteile, die derartige Silos, deren heute etwa 4000 Stück in Deutschland in Betrieb sein mögen, dem Landwirte bringen, sollten diesen sowie seinen Baumeister dazu veranlassen, sich nach dem Naueschen Buche über den heutigen Stand der Grünfutterkonservierung und Silobautechnik eingehend zu unterrichten. In vier Hauptabschnitten: Geschichtliche Entwicklung des Silos aus der Sauergrube und der Braunheubereitung, Konservierungsverfahren, Betriebswirtschaftliche Bedeutung des Silos, Bautechnische Gestaltung des Silos, werden alle hier auftretenden Fragen in Wort und Bild nach den neuesten Ergebnissen der Forschung und Praxis übersichtlich behandelt. Den Bautechniker interessiert naturgemäß besonders der vierte Abschnitt, der die Lösung der bei dem Entwurf und Bau eines Silos sich ergebenden bautechnischen Aufgaben bringt. Die neuesten deutschen Silokonstruktionen in Beton, Ziegel, Holz und Eisen, ihre Ausstattung und Hilfsmaschinen finden sich eingehend erörtert. Der auf diesem Sondergebiet erfahrene Verfasser hat in seiner Arbeit einen vertrauenswürdigen Berater für alle Fragen der Grünfutterkonservierung geschaffen, der für jeden an der Silagebereitung irgendwie Beteiligten sicher von großem Nutzen sein wird. Das Studium des gut ausgestatteten Buches kann deshalb allen, die es angeht, warm empfohlen werden. Laskus.

Der Talsperrenbau. Von P. Ziegler, Regierungs- und Baurat a. D. zu Clausthal. 3. Auflage, Bd. II: C. Die Berechnung massiver Talsperren. 302 S. u. 406 Textabb. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 29,40 R.-M., geb. 32 R.-M.

Knapp $1^1/_2$ Jahre nach dem Erscheinen des 1. Bandes[1]) liegt nun auch der 2. Band des Zieglerschen Werkes vor, der sich mit der Berechnung massiver Talsperren befaßt. Zum Ausgangspunkte der rechnerisch-konstruktiven Darlegungen nimmt der Verfasser alle Zerstörungserscheinungen an Sperrmauern, von der Durchbiegung und Rissebildung bis zum Einsturz. Nach einleitenden Bemerkungen, in denen die Aufgabe abgegrenzt, die für den Staukörper in Frage kommenden Baustoffe gekennzeichnet und der Weg zur Untersuchung der Standfestigkeitsbedingungen kurz aufgezeigt wird, bringt der I. Abschnitt die Berechnung der Schwerkraftmauern, wobei gleichzeitig Hinweise auf die konstruktive Ausgestaltung des Mauerkörpers gegeben werden. Durch das Anführen auch älterer Berechnungsweisen und Ausführungsbeispiele gibt der Verfasser nicht nur ein anschauliches Bild vom bisherigen Entwicklungsgange des Talsperrenbaues, sondern regt auch die Auffindung neuer Bemessungsverfahren an. Ausführliche Berichte über ältere Talsperren, mit allerdings geringeren Stauhöhen als den neuerdings bei uns vorkommenden, machen mit der Bauweise vertraut und erleichtern das Verständnis für die theoretischen Erörterungen. Dem heute mit Recht besonders bevorzugten Dreiecksquerschnitt sind längere Ausführungen gewidmet, deren Ergebnis die wirtschaftliche Bemessung dieser auch heute noch wichtigsten Bauform erleichtert und so dem Konstrukteur wertvolle Hilfe leistet. Dabei ist es von Bedeutung, daß der Verfasser bezüglich der Gültigkeit des Trapezgesetzes wichtige Einschränkungen macht. An den Ausführungen über den Sohlenwasserdruck ist hervorzuheben, daß mit Recht vor der noch vor dem Kriege beliebten Mauersohlenentwässerung gewarnt wird[2]). Mit einer Besprechung von 17 Mauersperrenunfällen (keineswegs allen!) schließt der 1. Abschnitt. Bei Bewertung dieser Zerstörungserscheinungen darf man natürlich nicht übersehen, daß ihre Ursache vielfach in Verstößen gegen heute als allgemein als richtig anerkannte Grundsätze über Entwurf und Bau von Talsperren zu suchen ist.

Aus der im II. Abschnitt gebrachten Behandlung der Gewölbesperren geht klar hervor, daß ein technisch-wirtschaftlicher Wettbewerb zwischen Schwergewichtmauer und Bogenstaumauer selten in Frage kommt, daß vielmehr die Gewölbesperre besondere Aufgaben zu erfüllen hat und an bestimmte natürliche Vorbedingungen gebunden ist. Die konstruktionswirtschaftlichen Darlegungen dieses Abschnittes werden wiederum durch eingehende Berichte über Ausführungsbeispiele unterstützt. Die Behandlung erstreckt sich sowohl auf die Gewölbesperren nach dem Einmittelpunkts- und Einwinkeltyp, wie auch auf die kombinierte Gewölbekragträgermauer.

Im III. Abschnitt werden die eisernen Talsperren mit Recht nur kurz behandelt, da diese Bauweise nur in Sonderfällen in Frage kommt, wobei ihr auch dort in einzelnen Eisenbetonbauformen ernste Wettbewerber erwachsen sind.

Der IV. Abschnitt ist den gegliederten Staumauerformen, den Pfeilersperren, gewidmet, die sich bekanntlich in den letzten Jahren in vielseitiger Weise auch im europäischen Talsperrenbau Eingang verschafft haben. Bei den engen Wechselwirkungen, die gerade bei dieser Bauweise zwischen Berechnung und Konstruktion bestehen[3]), werden in diesem Abschnitt ausführliche Mitteilungen über die Entwicklung der Pfeilersperren gemacht und nach kurzer Schilderung der Ambursenbauweise die Gewölbereihensperren behandelt. Den Schluß dieses Abschnittes bilden die Beschreibung und Berechnung der Vöhrenbachsperre, über die ja bereits eine umfangreiche Literatur besteht. Wie bei den vorhergehenden Abschnitten unterstützt auch hier eine Zusammenstellung von ausgeführten

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 36, S. 483.

[2]) Vergl. auch den Aufsatz des Berichterstatters in „Der Bauingenieur" 1926, Heft 52, S. 1003.

[3]) Vergl. auch Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., Bd. IV, S. 280ff.

Pfeilersperren mit den wichtigsten Konstruktionsdaten den Entwerfenden bei seinen Vorarbeiten.

Der starke Anstoß, den der Ausbau der Wasserkräfte nach dem Krieg in allen kohlenarmen Ländern auf den Talsperrenbau ausübte, hat infolge des scharfen Wettbewerbes zwischen Wärmekraft und Wasserkraft in jüngster Zeit nachgelassen. Auch zieht man jetzt aus wasserwirtschaftlichen und kostentechnischen Gründen die Schaffung weniger großer Stauräume der Anlage zahlreicher kleiner Staubecken vor. Infolgedessen wird die Zahl der in den nächsten Jahren zu erbauenden Mauersperren — wenigstens in unserem verarmten Lande — keine große sein. Aber gerade die Pause, die nun nach dem gewaltigen Aufschwunge des deutschen Talsperrenbaues seit Intze und nach dem stürmischen Ausbau der südeuropäischen Wasserkräfte im Talsperrenbau eingetreten ist, erscheint besonders geeignet, die gewonnenen Erkenntnisse zu prüfen und die Bauingenieure für neue speicherwirtschaftliche Bauten vorzubereiten, die sowohl bei dem planvollen Ausbau unserer Gebirgswasserkräfte, wie auch bei den vielerorts auftretenden Plänen der Wasserversorgung aus Talsperren bald sicher eine große Rolle spielen werden. Es ist deshalb ein besonderes Verdienst des II. Bandes, daß er durch eine ausführliche Berichterstattung die in verschiedenen Werken und Zeitschriften ohne Zusammenhang verstreuten Erfahrungen und Beobachtungen, die bei älteren, nicht immer erfolgreichen Talsperren gemacht wurden, unserem Ingenieurnachwuchs als Überlieferung erhält, gleichzeitig aber auch über den Stand der Erkenntnisse und über die Wege unterrichtet, die die Forschung und Praxis bei künftigen Talsperrenbauten wird gehen müssen. Die im letzten Jahrzehnt bedeutend angeschwollene in- und ausländische Talsperrenliteratur birgt die Gefahr, daß man die führenden Stimmen überhört, zumal heute über wesentliche Grundlagen (z. B. Unterdruck, Schubspannungen, Bauform von Bogensperren) der Querschnittbemessung von Talsperren die Ansichten zum Teil noch stark auseinandergehen. Um so mehr ist das Bemühen des Zieglerschen Werkes anzuerkennen, die sich vielfach widersprechenden Anschauungen kritisch einander gegenüberzustellen. Für den Konstruktionsingenieur hätte der II. Band allerdings noch gewonnen, wenn in die theoretischen Erörterungen Bemessungstafeln eingeflochten worden wären, wie sie ähnlich z. B. Guidi und Kelen der Praxis an die Hand gegeben haben.

Der vom Verlag wiederum sehr sorgfältig ausgestattete II. Band wird durch die ausführliche und reichhaltige Bearbeitung des in der 2. Auflage noch auf 114 Seiten mit rd. 137 Abbildungen behandelten Stoffes für jeden unentbehrlich sein, der sich auf dem Hauptgebiet künftiger Wasserwirtschaft, dem Speicherproblem, zu betätigen hat und dem daran gelegen ist, daß die Standsicherheit und Wirtschaftlichkeit dieser Stauwerke eine vollkommene ist. Dr.-Ing. Marquardt, München.

Taschenbuch für den gesamten Straßen- und Wegebau. 18. Jahrg. 1927. Mit 93 Textabb. Von Dipl.-Ing. Stueck, herausgegeben von A. Bartel. Potsdam, Stiftungsverlag. Preis 3,50 R.-M.

Das Taschenbuch bringt diesmal wertvolle Ergänzungen zum vorjährigen Bande, der auch schon die neuzeitlichen Straßenbauweisen behandelte. Pflaster-, Beton-, Teer- und Bitumenstraßen werden ausführlich besprochen, bei den Emulsionen fehlt das schon in großem Umfang erprobte Colas, bei den übrigen Befestigungsarten der Riesenschotter. Sehr zu begrüßen sind die Zusammenstellung der Normen im Straßenbau, ein vollständiges Angebotheft mit Preisen für die Ausführung von bituminösen Straßendecken und die zahlreichen Angaben über Materialbedarf, Preise und die Straßenbauelemente. Der Abschnitt über die Breitenmaße und Krümmungshalbmesser der Landstraßen ist veraltet und könnte wegbleiben; dafür wäre ein Eingehen auf die neueren Grundsätze und die Verkehrsstatistik zu empfehlen gewesen, ohne die ein wirtschaftliches Arbeiten im Straßenbau unmöglich ist. Eine schärfere Trennung der Straßenbauweisen nach dem Verkehr — Straßen mit vorwiegendem Pferdefuhrwerkverkehr, mit gemischtem und nur mit Kraftwagenverkehr — wird sich für die zukünftigen Auflagen nicht mehr umgehen lassen.

Das Taschenbuch ist diesmal reichlicher mit Abbildungen ausgestattet und verdient weiteste Verbreitung. Dr.-Ing. Speck.

Taschenbuch für Ingenieure und Architekten. Herausgegeben von Ing. Dr. Fr. Bleich und Prof. Dr. h. c. J. Melan. 688 S. mit 634 Abb. Wien 1926. Verlag von Julius Springer. Preis 22,50 R.-M./38 Schilling.

Das vorliegende Taschenbuch tritt an die Stelle des zuletzt 1924 erschienenen Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Kalenders. Es enthält die Abschnitte Mathematik, Mechanik fester und flüssiger Körper (Bleich), Wärmemechanik und Mechanik der Gase (Huber), Elastizitäts- und Festigkeitslehre, Baustatik (Bleich), Vermessungskunde (Haerpfer), Baustoffe (Bleich), Eisenbetonbau (Melan), Erd- und Felsarbeiten, Gründungen (Steiner), Hochbau (Bleich), Brückenbau (Melan), Wasserbau (Kresnik), Straßen- und Wegebau, Eisenbahnbau (Steiner), Maschinenbau (Baudisch), Elektrotechnik (Huber).

Die Gesamtanordnung des Werkes gleicht zwar in weitgehendem Maße der von der allgemein bekannten „Hütte", Des Ingenieurs Taschenbuch,[1]) her bestens bewährten Art der Stoffbehandlung, jedoch bedingt der geringere Umfang auch eine entsprechende Knappheit des Inhalts. Ebenso ist mit dem „Foerster, Taschenbuch für Bauingenieure" manche Ähnlichkeit vorhanden.

Soweit es sich um die Gebiete der angewandten Technik handelt, ist in dem vorliegenden Buche fast ausschließlich den österreichischen Verhältnissen Rechnung getragen. Aus diesem Grunde dürfte für das Werk, dessen Ausstattung sich der Verlag sehr hat angelegen sein lassen, in Deutschland kaum Bedarf bestehen. Daraus mag hervorgehen, daß es begrüßenswert wäre, die gleichlaufenden Belange Deutschlands und Österreichs auch in technischer Beziehung durch Vereinheitlichung der Bestimmungen, Bezeichnungen usw. beider Länder zum Ausdruck zu bringen. Dr.-Ing. Roll.

[1]) Mit dem neuen Taschenbuche wäre zu vergleichen Band I der 25. und Band III der 24. Auflage der „Hütte", Berlin 1926 bezw. 1922. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Moderne Grundbautechnik. I. Teil: Die Kurzschachtgründungen mit der Grundkörpermaschine. Von Ing J. Zeissl, Direktor der Stern-Gesellschaft für moderne Grundbautechnik m. b. H. 64 S. mit 29 Abb. und 3 Tabellen. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 2,70 R.-M.

Der Wiener Zivilingenieur Ottokar Stern, bekannt durch den nach ihm benannten „Sternpfahl", der durch Einrammen und Ausbetonieren eines sich verjüngenden Blechrohres mit hölzernem Rammkern hergestellt wird, durch seine Versuche über die Form und die Tragfähigkeit von Pfählen[1]) und neuerdings durch seinen „Kegeldruck-Bodenprüfer"[2]) zur Untersuchung des Baugrundes, hat die „Stern-Gesellschaft für moderne Grundbautechnik m. b. H." in Wien gegründet. Die Gesellschaft übernimmt die Durchführung neuzeitlicher Bodenuntersuchungen für Bauzwecke, die Planung, Veranschlagung und Bauleitung von Grundbauarbeiten und stellt in eigenen Werkstätten neben dem bereits genannten Sternschen Bodenprüfer besonders eine von Stern erdachte „Grundkörpermaschine" her, die aber nicht verkauft, sondern nur durch Lizenzvertrag an Bauunternehmungen vergeben wird.

Die fahrbare Grundkörpermaschine trägt ein lotrechtes Führungsrohr von 500 mm Durchm. und 3,40 m Länge, dessen unteres Ende in eine mit Eichenholz ausgefütterte, 1,40 m lange Stahlrohrspitze, den „Treibkegel", eingreift. Führungsrohr und Treibkegel sitzen auf einem gemeinsamen, 5 m langen Gestängerohr von 90 mm lichter Weite, auf dem über dem Treibkegel ein im Inneren des Führungsrohres liegender, mit Druckluft betriebener Rammbär arbeitet. Das Führungsrohr kann durch Aufsetzrohre bis auf 20 m Schachttiefe verlängert werden. Ist durch den Rammbären der Treibkegel mit dem Führungsrohr bis zur gewünschten Tiefe hinabgetrieben, so wird durch das hohle Gestängerohr Beton unter Preßluft der Spitze des Treibkegels zugeführt. Werden Treibkegel und Führungsrohr nun herausgezogen, so füllt sich der von ihnen freigegebene Raum mit Beton. Der Beton kann auch über ihren Verdrängungsraum hinaus in den Boden gepreßt werden. Er wird absatzweise eingebracht und kann nach jeder Beschickung wirksam durch Fallenlassen des Treibkegels gestampft werden.

Die vorliegende Schrift schildert die Grundkörpermaschine in allen Einzelheiten und gibt Beispiele ihrer Anwendung, besonders für die Gründung von Hochbauten. Der bisher erschienene I. Teil beschränkt sich auf Gründungen von nur geringer Tiefe, der geplante II. Teil soll Tiefgründungen behandeln. Stern löst die Grundmauern eines Bauwerkes in „Grundkörperkegel" auf, die er mit der Maschine, nötigenfalls in Anpassung an den Baugrund in wechselnder Tiefe, aber jedenfalls einheitlich und deshalb nach seiner Angabe besonders wirtschaftlich herstellt. Die Maschine zeichnet den Rammvorgang selbsttätig auf, aus diesen Aufzeichnungen wird an Hand von Tabellen, die auf der Rammformel des unvollkommen elastischen Stoßes aufbauen, die Tragfähigkeit entnommen.

Das Verfahren hat die Verwendung eines gerammten und wiedergewonnenen Vortreibrohres mit anderen Pfahlbauweisen[3]) (Simplex, Franki usw.) gemeinsam, ebenso die Verwendung von Preßluft zum Einbringen des Betons (Wolfsholz, Grün & Bilfinger, Fischer); neu ist die Möglichkeit einer guten Stampfung bei gleichzeitiger Verwendung von Preßluft. Die Bedeutung des Verfahrens scheint aber darin zu liegen, daß eine handliche, leicht bewegliche, leicht zu bedienende und doch widerstandsfähige und leistungsfähige Maschine geschaffen ist, die offenbar sehr wirtschaftlich arbeitet. Allerdings wird die Erfahrung erst erweisen müssen, wie die Maschine sich bewährt. Nach Angabe des Verfassers haben sich bei den ersten größeren Gründungen von Hochbauten gegenüber dem üblichen Gründungsverfahren Ersparnisse von $^1/_2$ bis $^3/_4$ der Baukosten ergeben.

Auch wird bei dem zweifelhaften Werte von Rammformeln noch eingehender nachzuweisen sein, wieweit die vorgesehene Berechnung der Tragfähigkeit zutrifft. Endlich kann das Verfahren da nicht in Frage kommen, wo betonschädliches Grundwasser — das mit dem frischen Beton in Berührung kommen würde — den Bestand der Pfähle gefährdet.

Die Darstellungsweise der Druckschrift leidet darunter, daß eine übersichtliche Zusammenfassung fehlt. Der Leser muß sich erst mit der Schilderung von Einzelheiten befassen, ehe er das Wesentliche erkennt. Dem eiligen Leser wird es aber dazu oft an Zeit fehlen.

Dr.-Ing. Lohmeyer.

[1]) Vergl. O. Stern, Das Problem der Pfahlbelastung. Berlin 1908. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[2]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 27, S. 406.

[3]) Über Ortpfähle vergl. Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau Bd. I, S. 165 bis 176. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Rapports présentés par l'Associazione Nationale Industrie Elettriche (Aniel). Mailand 1926. Arti Grafiche E. Calamandru & Cie.

Vom 21. bis 26. September 1926 fand in Rom der 1. Kongreß der „Union internationale des producteurs et distributeurs d'energie électrique" statt. Anläßlich dieser Tagung erschien ein in französischer Sprache verfaßter, von der „Associazione Nationale Industrie Elettriche" (Aniel) herausgegebener Bericht, der in einem gut ausgestatteten Heft drei bemerkenswerte Aufsätze enthält.

Zunächst macht Ingenieur Carlo Bonomi, der Direktor der „Aniel", Mitteilungen über die Entwicklung und den derzeitigen Stand der elektrischen Industrie in Italien, insbesondere der hydroelektrischen Erzeugung. Aus der geschichtlichen Einleitung ist zu entnehmen, daß schon frühzeitig einzelne Wasserwerke auf elektrischen Betrieb umgestellt wurden. Den ersten Schritt zur Entwicklung einer eigentlichen elektrischen Industrie, die die Abgabe von Strom zum Zweck hat, bedeutete die Gründung der „Società Edison" in Mailand, die dort im Jahre 1883 ihre erste Dampfzentrale baute, der im Jahre 1898 das erste hydroelektrische Kraftwerk Paderno an der Adda mit 13000 PS folgte. Es folgen sodann eingehende Mitteilungen über die weitere Entwicklung, die sich naturgemäß auf Ausnutzung der zahlreichen Wasserkräfte aufbauen mußte. Die starke Steigerung des Bedarfs an elektrischer Energie geht aus der Angabe hervor, daß im Jahre 1924 der Verbrauch rd. 5,4 Milliarden kWh betrug, davon für die Industrie rd. 4,4 Milliarden, das übrige für elektrischen Bahnbetrieb und Beleuchtung. Zahlreiche Tabellen und graphische Darstellungen erläutern den Gang der Entwicklung. Die stärkste Zunahme ist für die Jahre 1920 bis 1922 zu verzeichnen; in den letzten Jahren überwiegt der Bau von Werken für die elektrische Industrie selbst. Die Anzahl der Anlagen nimmt ab, dafür steigt aber die Leistungsfähigkeit der einzelnen Anlage bedeutend. In einer Karte im Maßstabe 1 : 1000000 wird eine Übersicht der heute bestehenden und im Entstehen begriffenen Werke gegeben, geordnet nach Größe und nach Gesellschaften. Bei weitem überwiegen die Anlagen in den Alpen und an deren Fuß, die sich der ganzen alten Grenze entlang ziehen, während in den früher österreichischen Gebieten verhältnismäßig wenige zu verzeichnen sind. Im Apennin liegen die meisten Werke am Nordabhang, hauptsächlich in der Gegend zwischen Parma und Bologna. Mittel- und Süditalien, ebenso die Inseln sind noch weit weniger ausgebaut. Die Karte gibt auch interessanten Aufschluß darüber, wie einzelne Gesellschaften ihre Werke in den Alpen, mit größter Leistungsfähigkeit im Sommer, mit den Werken im Apennin, die im Winter über das meiste Wasser verfügen, verbunden haben.

Daran schließt sich eine Beschreibung der bedeutendsten Anlagen, die mit reichhaltigen, zum größten Teil vorzüglichen Bildern ausgestattet ist. Es seien nur die älteren Werke Trezzo an der Adda, Vizzola am Tessin erwähnt, von den neueren die große aus 14 Zentralen bestehende Anlage im Becken des Toce, gegen den Lago maggiore.

Ein weiterer Abschnitt behandelt die Anlagen nach Landschaften geordnet, ihre Zugehörigkeit zu den verschiedenen Gesellschaften und ihre Zusammenhänge unter sich. Auch der deutsche Fachmann wird den vorliegenden Bericht aufmerksam lesen und auf geringem Raum einen guten Einblick in dieses wichtige Gebiet bekommen; namentlich für den Baufachmann dürfte vieles von Belang sein, nicht zuletzt auch in bezug auf die architektonischen Lösungen.

In einem zweiten Aufsatze behandelt Ingenieur Umberto Pittaluga die Entwicklung der Anwendung der Elektrizität im Haushalt, abgesehen von der Beleuchtung, also von Bügeleisen und anderen zur Erzeugung von Wärme dienenden Apparaten, ferner von solchen, die zur Erzeugung von Kraft dienen sollen (Ventilatoren, Staubsauger, Kühleinrichtungen). Zum Vergleich werden die Verhältnisse in den Vereinigten Staaten von Nordamerika herangezogen, dem Lande, das außerordentlich starken Bedarf hat. Hauptsächlich ist es dort der Werbetätigkeit der elektrischen Industrie zu verdanken, daß die Apparate im Haushalt so stark verwendet werden. Die Industrie arbeitet ungünstig, da 40% des angelegten Kapitals dazu dienen, den Strom für die Stunden des stärksten Verbrauchs zu erzeugen. Ein stärkerer Verbrauch im Haushalt während des Tages gibt einen erwünschten Ausgleich. In Italien ist die Entwicklung auf diesem Gebiete noch zurück. Der allgemeine Wohlstand ist noch nicht gehoben, und vielfach herrscht noch zu geringe Kenntnis über den Nutzen derartiger Apparate. Dazu kommt, daß deren Herstellung noch nicht so entwickelt ist, daß sie gegenüber den teuren Lieferungen aus dem Auslande billigere und zuverlässige einheimische Ware auf den Markt bringen könnte.

Der Band schließt mit einem kurzen Aufsatze von Ingenieur Luigi Emanueli über den Einfluß von Luftblasen, die in unterirdischen Hochspannungskabeln eingeschlossen sind. In einer Reihe von Tabellen wird der Einfluß von eingeschlossenen Luftblasen behandelt durch Untersuchung der Veränderlichkeit des Leistungsfaktors von dreiphasigen Kabeln. Es werden verschiedene Versuche zur Feststellung der Menge der Luftblasen und ihres Verhaltens in der Isoliermasse mitgeteilt, bei verschiedenen Spannungen und Temperaturen. G. Escher.

Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung. Von Prof. M. Grüning. 30 S. mit 6 Abb. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 3,30 R.-M.

Die Statik der statisch unbestimmten Systeme ist als Wissenschaft seit geraumer Zeit in eine Art von Erschöpfungszustand eingetreten, der sich darin wiederspiegelt, daß sich ihre Methodik als kaum noch weiter ausbaufähig erweist; die Erfassung der Gesetzmäßigkeiten der Fachwerktheorie mit Hilfe von Differenzengleichungen sowie gewisse Fragen der elastischen Stabilität scheinen im wesentlichen das zurzeit noch erweiterungsfähige Arbeitsfeld darzustellen. Erschöpfungszustände dieser Art, wie sie periodisch so ziemlich in allen Wissenszweigen auftreten, werden in der Regel durch Aufwerfung ganz neuer Problemstellungen überwunden. Daß die Grüningsche Schrift ein in der Statik des Fachwerks ganz neues Problem nicht nur stellt, sondern in weitem Umfange auch bereits beantwortet, weist ihr gegenüber dem zeitgenössischen statischen Schrifttum einen besonderen Rang zu: sie ist wissenschaftfördernd.

Während bisher Fachwerke so entworfen wurden, daß in jedem ihrer Stäbe unter den ungünstigsten Laststellungen Spannungen auftreten, die um ein entsprechendes Maß unter der Elastizitätsgrenze σ_e bleiben, fragt Grüning umgekehrt nach dem Spannungszustande, der sich einstellt, wenn nach jedesmaliger ganzer oder teilweiser Zwischenentlastung beliebig oft solche Belastungen auf ein statisch unbestimmtes Fachwerk — für statisch bestimmte Fachwerke, deren Stabkräfte aus Gleichgewichtsbedingungen folgen, hätte eine solche Fragestellung keinen Sinn — ausgeübt werden, die in gewissen überzähligen Stäben oder auch in Stäben des statisch bestimmten Grundsystems bei ihrer ersten Einwirkung eine Überschreitung der Elastizitätsgrenze bedingen. Zur Durchführung der Untersuchung wird die Kraft X_i eines überzähligen Stabes gespalten in $X_i = \sigma_e F_i + Y_i$, wo $\sigma_e F_i$ die Spannkraft an der Elastizitätsgrenze und Y_i den Überschuß der Stabkraft über $\sigma_e F_i$ bedeuten. Die Längenänderung des Stabes wird angesetzt in der Form $\Delta s_i = X_i \varrho_i + f(Y_i)$, wobei $f(Y_i)$ als bleibende Formänderung vom Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie im plastischen Bereich abhängt und für Spannungen $\sigma \leqq \sigma_e$ verschwinden muß, während $f'(Y_i)$ und $f''(Y_i)$ positiv sein sollen. Unter diesen Voraussetzungen ergibt sich für je zwei aufeinander folgende Belastungen, z. B. die k^{te} und $(k-1)^{\text{te}}$, je eine lineare Differenzengleichung zwischen den Y_{ik} und $Y_{i(k-1)}$ sowie eine Gruppe entsprechender Differenzengleichungen für je zwei sich folgende Entlastungen. Die Diskussion dieser Differenzengleichungen wird für das einfach, zweifach und n-fach statisch unbestimmte Fachwerk durchgeführt, sowohl für den Fall, daß in keinem Stabe des statisch bestimmten Grundsystems die Elastizitätsgrenze überschritten wird, als auch für den anderen Fall, daß außer in den n überzähligen Stäben noch in einem oder mehreren Stäben des Grundsystems die Beanspruchung sich über die Elastizitätsgrenze erhebt. Sie führt zu bedeutungsvollen quantitativen Aussagen, die in vier Sätzen zusammengefaßt werden, deren erster z. B. kurz folgendes besagt:

> „Die hinreichend häufige Belastung und Entlastung eines n-fach statisch unbestimmten Systems mit einer Lastgruppe, welche erstmalig in den n überzähligen Stäben zur Überschreitung der Elastizitätsgrenze führt, ergibt letzten Endes einen Spannungszustand, bei dem alle überzähligen Stäbe höchstens die Spannung σ_e haben, wofern in den übrigen Stäben die Spannungen sich nicht über σ_e erheben. In den überzähligen Stäben tritt eine bleibende Längenänderung ein, die mit dem Rückgang aller Spannungen in die Elastizitätsgrenze ihren Größtwert erreicht, den sie auch bei weiteren Belastungen nicht mehr überschreitet. Änderungen der Temperatur und Stützenverschiebungen beeinflussen den schließlichen Spannungszustand nicht."

Durch die von Grüning bewiesenen Sätze wird das bislang nur qualitative Wissen um das Verhalten des statisch unbestimmten Tragwerks wesentlich erweitert; denn bisher wußte man nur, daß durch Überlastung gewisser Stäbe eine verstärkte Heranziehung anderer Stäbe ausgelöst wird, die hierbei die Rolle von entlastenden Sekundanten spielen, man wußte jedoch nichts über das Ausmaß dieser Entlastung, nichts über die endgültigen Spannungen nach häufigen Belastungen, nichts über die wirkliche Sicherheitsgefährdung.

Ein entsprechender Ansatz, wie oben für Belastung und Entlastung angedeutet, aber für den Wechsel zwischen gleich großen positiven und negativen Lasten aufgestellt, führt den Verfasser zu einer Differenzengleichung für Wechselstäbe, deren Diskussion ergibt, daß auch in den Wechselstäben eines statisch unbestimmten Fachwerks die Spannungen infolge schwingender Belastung schließlich in die Elastizitätsgrenze zurücksinken, sofern diese im stabilen Grundsystem nicht überschritten wird. Für Druckstäbe ergibt sich der bemerkenswerte Satz, daß sie im n-fach statisch unbestimmten System nur dann knicken können, wenn gleichzeitig der Widerstand eines Systems von $n+1$ Stäben des Tragwerks erschöpft wird.

Die von Grüning geleistete Vertiefung unserer Erkenntnis der Tragwerks hat nicht nur theoretischen Wert, sondern auch eine hervorragend praktische Bedeutung. Sie offenbart den bisher fast nur geheimnisvoll erahnten inneren Vorzug der statisch unbestimmten Systeme vor den statisch bestimmten. Sie regt zu einer Nachprüfung der bisherigen Definition des Sicherheitsbegriffs an, die überhaupt nicht mehr für den einzelnen Stab, sondern nur noch für das ganze System gegeben werden kann. Sie führt zu einer neuen Beurteilung der Wechselstäbe, deren außergewöhnliche Stellung gegenüber anderen Traggliedern nicht mehr berechtigt erscheint. Auch der Einfluß von Temperaturänderungen und Stützenverschiebungen auf den endgültigen Spannungszustand erscheint ebenso wie die Knickgefahr der Druckstäbe in neuem Licht. Die Schrift leistet für das statisch unbestimmte Tragwerk das, was durch die Untersuchungen von Prandtl, Kármàn und Hencky für die elastischen Continua angebahnt worden ist, und bildet einen wichtigen Schritt zur Lösung der noch immer ungeklärten Frage, welche Umstände die Festigkeitsgefahr eines elastischen Gebildes herbeiführen.

Der gebildete Statiker und der Elastizitätstheoretiker werden an den Untersuchungen Grünings nicht vorbeigehen dürfen; jene, in deren Hand die Sorge um den Bestand unserer Bauwerke ruht, werden reichen Nutzen aus ihnen ziehen.

Die Darstellung ist sehr — manchmal sogar vielleicht zu sehr — gedrängt und klar. Die zum Teil nicht einfache Beweisführung ist überall streng und elegant geleistet. Dr.-Ing. R. Mayer, Privatdozent.

Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen 1926. DIN A 5, 229 S. mit 31 Abb. und 1 Bildnis. Berlin NW 7 1926. VDI-Verlag G. m. b. H. Preis brosch. 10 R.-M.

Das diesjährige Jahrbuch ist durch seinen wertvollen Inhalt mehr noch als das im vorigen Jahre herausgegebene[1]) dazu geeignet, dem Bauingenieur im täglichen Gebrauche Wege zu weisen und Anregungen zu bieten. Von den Aufsätzen seien besonders folgende hervorgehoben: Dr.-Ing. Max Mayer bespricht das Thema „Der Bauingenieur als Betriebsgestalter, Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel die „Fortschritte des Beton- und Eisenbetonbaues in den letzten Jahren", wobei namentlich die Fertigkonstruktionen unter Zuhilfenahme guter Bilder anschaulich behandelt sind. Oberbaudirektor Leo, Hamburg, bringt eine übersichtliche Abhandlung über den unterirdischen Städtebau. Ferner findet man einen guten Aufsatz von Dr.-Ing. Ernst Dierbach, Berlin, über die Anlage von Flughäfen für den Luftverkehr mit den zugehörigen neuzeitlichen Markierungen und Sondereinrichtungen. Eine wertvolle Statistik der deutschen Groß-Wasserkraftanlagen mit einer übersichtlichen Tabelle gibt Prof. Dr.-Ing. A. Ludin, Charlottenburg.

Es folgt dann das übliche ausführliche Mitgliederverzeichnis der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen und darauf die Fortsetzung der im vorigen (ersten) Jahrbuche begonnenen, nach den acht Hauptgebieten des Ingenieurbaues geordneten Zusammenstellung bedeutender Ingenieurbauwerke, die jedem Bauingenieur sicher willkommen sein wird. Daran schließt sich eine ähnliche Zusammenstellung der im Jahre 1925 und I. Halbjahr 1926 vollendeten oder doch wesentlich geförderten größeren deutschen Bauingenieurwerke.

Als besonders beachtenswerte und verdienstvolle Arbeiten sind schließlich noch anzuführen das im ganzen 408 Nummern umfassende, vorzüglich durchgearbeitete Verzeichnis der deutschen Doktordissertationen aus dem Gebiete des Bauingenieurwesens und seinen Grenzgebieten für die Jahre 1918 bis 1926, geordnet nach 13 Hauptwissenschaftsgebieten, sowie ein genaues Verzeichnis der deutschen Baunormen.

Das vorliegende Jahrbuch 1926 bietet hiernach eine Fülle von wissenswertem Stoff in für den Gebrauch denkbar bequemer Gestaltung und darf somit allen Fachgenossen aufs wärmste empfohlen werden.

Laskus.

Versuche mit allseitig aufliegenden, rechteckigen Eisenbetonplatten unter gleichmäßig verteilter Belastung. II. Teil. Bericht erstattet von Otto Graf. Heft 56 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 28 S. mit 37 Abb. und 4 Zusammenstellungen. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 6,90 R.-M.

Die Versuche des vorliegenden Heftes 56 bilden die Fortsetzung der Arbeiten, über die in Heft 30 der Arbeiten des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton berichtet ist. Sie betreffen fünf verschiedene rechteckige Platten von 4×2 m Stützweite, bei denen das Verhältnis der Bewehrung nach der langen Stützweite zu der nach der kürzeren vom Werte 1 bis auf etwa $^1/_{10}$ abnimmt. Zunächst werden die Festigkeiten der Baustoffe sowie die von Vergleichsbalken angegeben; weiter folgen die Größe der Rissebildungslast P_r, dann der Belastungsstufe, bei der ein erhebliches Klaffen einzelner Risse zu beobachten war, sowie der Bruchlasten. Es ist von Bedeutung zu beobachten, wie die Rissebildungslast durchaus nicht mit der Stärke der Bewehrung und der Bruchlast parallel geht, ferner daß etwa 15 % unter der Bruchlast einzelne Risse millimeterweit klaffen und die Belastung doch noch gesteigert werden kann, während bei Balken mit dem Klaffen der Risse, d. h. mit Überschreitung der Streckgrenze, die Tragfähigkeit fast endgültig erschöpft ist. Die Platte zieht eben infolge ihrer hohen statischen Unbestimmtheit weniger beanspruchte Teile stärker zum Mittragen heran, und die inneren Kräfte passen sich bis zu einem gewissen Grade den Widerstandsmöglichkeiten der Konstruktion an. Bei den Bruchlasten zeigen sich die Platten mit der geringsten Bewehrung parallel der langen Seite als die wirtschaftlich günstigsten, d. h. das Seitenverhältnis 2 : 1 ist bereits so groß, daß die Tragkraft nach der langen Stützweite keine Rolle mehr spielt und auch durch eine starke Bewehrung nach dieser Richtung nicht mehr zur Geltung gebracht werden kann. Eingehende graphische Darstellungen der Dehnungen und Tabellen der Messungen geben die Versuchsergebnisse in vollständiger Weise wieder. Das Heft ergänzt die Reihe der Plattenversuche und wird ebenso wie die zahlreichen und deutlichen Abbildungen der Versuchsplatten dem eingehenden Studium jedes Eisenbetoningenieurs aufs wärmste empfohlen.

Dr.-Ing. Hch. Leitz.

Holz im Hochbau. Von Ing. Hugo Bronneck, Wien-Lemberg. XVI + 388 S. mit 415 Abb. Wien 1927. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 22,20 R.-M.

Der Verfasser bezeichnet sein Werk als ein neuzeitliches Hilfsbuch für den Entwurf, die Berechnung und Ausführung zimmermanns- und ingenieurmäßiger Holzwerke im Hochbau. Es soll allen Fachgenossen, denen das Gebiet des neuzeitlichen Holzbaues noch wenig vertraut oder fremd ist, die Möglichkeit bieten, sich gründliche Kenntnisse darin anzueignen. Der Verfasser holt zu diesem Zwecke ziemlich weit aus.

Das Buch zerfällt in drei Hauptteile. Im I. Teil, Grundlagen der Berechnung und Ausführung hölzerner Tragwerke, wird unter Abschnitt 1 auf etwa 50 Seiten eine Übersicht über die Lehren der Festigkeit und Elastizität gegeben, soweit sie für Holzbauten in Betracht kommen. Abschnitt 2 behandelt das Bauholz, Abschnitt 3 die Holzverbindungen und die zusammengesetzten Holzquerschnitte, Abschnitt 4 die hölzernen Tragwerke, wo auch die Vorläufigen Vorschriften der Reichsbahndirektion Stuttgart Platz gefunden haben, die ja bekanntlich inzwischen durch die Vorläufigen Bestimmungen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für Holztragwerke vom 12. Dezember 1926 (erschienen im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8) überholt sind.

Der II. Teil, Berechnung und Ausführung hölzerner Bauwerkteile, umfaßt vier Abschnitte, nämlich Decken, Wände, Dächer und Treppen, wobei auch die zur statischen Berechnung erforderlichen Belastungsangaben (preußische und österreichische Bestimmungen) nicht fehlen.

Im III. Teil, Selbständige Bauwerke aus Holz, endlich werden in fünf Abschnitten der Reihe nach behandelt: Hallenbauten, Holzhausbau, Landwirtschaftliche Bauten, Umbau- und Wiederherstellungsarbeiten, hölzerne Maste. Eine Zusammenstellung nützlicher Hilfstafeln und ein alphabetisches Sachverzeichnis beschließen das Buch. Die vorstehende kurze Übersicht läßt zur Genüge den reichen Inhalt des Werkes erkennen. Der Verfasser hat sich ernstlich und mit Erfolg bemüht, die Eigenschaften und die wichtigsten Anwendungen des Holzes als Baustoff in anschaulicher, elementarer, aber doch wissenschaftlich einwandfreier Form zu erörtern und mit seinem Buche den Kreisen, für die es bestimmt ist, einen sicheren, nicht versagenden Ratgeber zu schaffen. Auf die Behandlung der neuzeitlichen Bauweisen ist besonderer Wert gelegt. Wenn auch das Buch naturgemäß in erster Linie auf österreichische Verhältnisse zugeschnitten ist, so sind doch die reichsdeutschen Ausdrücke, Bestimmungen und Bauweisen ausreichend berücksichtigt, so daß auch unsere Bauingenieure großen Nutzen davon haben können. Die Ausstattung des Buches ist gut, die zahlreichen Abbildungen sind durchweg klar und leichtverständlich. Dem Hochbauingenieur, der beruflich mit Holzbauten zu tun hat, kann die Anschaffung und fleißige Benutzung des Werkes nur warm empfohlen werden.

Ls.

Die Sicherungs-Einrichtungen für den Zugverkehr auf den deutschen Bahnen. Von Oberbaurat a. D. Prof. Heinrich Möllering. XII, 554 S. mit 376 Abb. Leipzig 1927. Verlag von S. Hirzel. Preis geh. 32, geb. 35 R.-M.

Das Eisenbahnsicherungswesen darf, wie der Verfasser im Vorwort seines Buches treffend hervorhebt, so vollkommen es auch bereits ausgebildet ist, keineswegs als ein abgeschlossenes Gebiet angesehen werden, auf dem nur noch Kleinarbeit zu leisten ist. Im Gegenteil, das Sicherungswesen wird und muß sich, soll es mit der zunehmenden Entwicklung der Verkehrstechnik Schritt halten, immer weiter ausbauen und als ein wichtiges Glied des Eisenbahnbetriebes sich dessen Anforderungen stetig anpassen. Von diesem Grundsatze ausgehend, behandelt der Verfasser ausführlich und in klarer, flüssiger Sprache in neun Abschnitten die derzeitigen wesentlichsten Einrichtungen für die Sicherung des Zugverkehrs auf den deutschen Bahnen, die, wie im Schlußworte des Abschnittes IX betont ist, hinsichtlich der Sicherheit des Betriebes im allgemeinen und der Zuverlässigkeit der Signaleinrichtungen im besonderen immer noch an der Spitze aller Nationen marschieren.

Abschnitt I befaßt sich mit den Signalen für den Zugverkehr und ihren Abhängigkeiten, Abschnitt II mit den mechanischen Sicherungseinrichtungen, im Abschnitt III werden die Blockeinrichtungen behandelt, im Abschnitt IV die Bahnhofsblockung und im Abschnitt V die Streckenblockung, Abschnitt VI und VII umfassen das Gebiet der Stellwerke mit Kraftbetrieb und der hierbei angewendeten Blockeinrichtungen, Abschnitt VIII handelt von der selbsttätigen Streckenblockung. Den Schluß bildet Abschnitt IX. Er gewährt einen Überblick über den Stand der Mittel, die während der beiden letzten Jahrzehnte erdacht und auch teilweise versucht worden sind, um unbeabsichtigtes Überfahren von Haltesignalen durch selbsttätige mechanische, elektromagnetische und funktechnische Einrichtungen sicher zu verhindern, ohne jedoch bis jetzt ein wirklich brauchbares Ergebnis zu zeitigen.

Das Werk gibt somit über sämtliche auf dem Gebiete des Eisenbahnsicherungswesens auftretenden Fragen erschöpfend Auskunft. Klar gegliederte zahlreiche Abbildungen erleichtern das Verständnis der Ausführungen. Auch werden die in Form von Kurzzeichnungen angegebenen Schaltungen dem, der sich mit den grundlegenden Einrichtungen, besonders der Blockanlagen und ihrem Aufbau, eingehender befassen will, gute Dienste leisten.

Der Verfasser hat seine Aufgabe, den Studierenden und den in die Praxis eintretenden Ingenieuren das Eindringen in das schwierige Gebiet des Eisenbahnsicherungswesens zu erleichtern sowie den auf diesem Gebiete tätigen Fachleuten die Möglichkeit zu geben, ihre Kenntnisse zu erweitern und zu vertiefen, um so an der Weiterentwicklung dieses wichtigen Zweiges der Eisenbahntechnik fördernd mitzuarbeiten, in anerkennenswerter Weise gelöst. Das Buch kann daher bestens empfohlen werden.

Für eine wohl nicht ausbleibende Neuauflage möchte ich jedoch vorschlagen, dem Buche auch ein „Sachverzeichnis" beizugeben. Der Leser gewinnt ein Werk, aus dem er Belehrung schöpfen will, ganz anders lieb, wenn er bei seinem Studium oder beim Nachschlagen die Erklärung irgend eines Begriffes schnell durch Aufsuchen im Sachverzeichnis finden kann, als wenn er erst mühsam im Inhaltsverzeichnis denjenigen Abschnitt feststellen muß, in dem der Begriff erläutert sein könnte. Gerade bei der hier vorliegenden Fülle des Gebotenen würde ein Sachverzeichnis willkommen sein und den Wert des Buches, dem eine weite Verbreitung nur zu wünschen ist, noch erhöhen.

Becker.

Geschiebebewegung in Flüssen und an Stauwerken. Von Prof. Dr. Armin Schoklitsch. 108 S. mit 124 Abb. Wien 1926. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 8,70 R.-M., geb. 10,20 R.-M.

Das Buch ist nach den Worten des Verfassers eine Verarbeitung seiner vieljährigen Beobachtungen und Versuche über die Geschiebebewegung

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 54, S. 772.

in Flußläufen und ihre Beeinflussung durch Stauwerke und Wasserableitungen, ohne alle berührten Fragen erschöpfend behandeln zu wollen. Dies wäre zurzeit gar nicht möglich, da das allgemeine Geschiebeführungsproblem noch lange nicht als gelöst bezeichnet werden kann, wenn auch gerade in neuerer Zeit besonders die österreichische Literatur sehr wertvolle Beiträge geliefert hat. Die Unzulänglichkeit der derzeitigen theoretischen Grundlagen zeigt sich auch in dem Buche insofern, als es zum weitaus größten Teile durch Versuche gewonnene empirische Erkenntnisse mitteilt.

Die ersten drei Kapitel: Charakterisierung des Geschiebes, die Abnutzung und Aufbereitung der Geschiebe, und die Geschiebe- und Sinkstoffbewegung in Flüssen behandeln die allgemeinen Probleme der Geschiebeführung. Bemerkenswert ist hierbei die Anschauung, die der Verfasser heute über den eigentlichen Bewegungsvorgang vertritt. Schon in seiner Schrift „Über Schleppkraft und Geschiebebewegung" (1914) äußerte er Zweifel über die Richtigkeit der Theorie von Du Boys, und heute kehrt er sich so gut wie ganz davon ab. Er kommt im allgemeinen auf die von v. Hochenburger entwickelte Formel, der die Geschiebeführung als von der gesamten abgeflossenen Wassermenge (Energie) abhängig betrachtet. Schoklitsch erkennt den großen Unterschied zwischen Naturvorgang und Modellversuch beim Geschiebeführungsproblem und hat deshalb den kleinen Laboratoriumsversuch zur Klärung des Gesamtproblems aufgegeben. Bei den mitgeteilten Formeln würde die Angabe der Dimension eine raschere Übersicht ermöglichen; bei der Summierung in Gleichung 6 ist wohl noch mit Δt zu multiplizieren, da alle Größen sich auf die Zeiteinheit beziehen.

Die Wichtigkeit des Abriebes der Geschiebe wird betont; das Ergebnis der bisherigen Forschungen ist in einer interessanten Tabelle in übersichtlicher Form mitgeteilt. Eigene Untersuchungen des Verfassers beziehen sich auf die Entmischung des Geschiebes, wobei er sich einer sehr hübschen Darstellung bedient, nämlich des neu entwickelten Begriffes der Charakteristik, die aus der bekannten Mischungslinie abgeleitet wird.

Über die Sinkstoffbewegung wird in großen Zügen das mitgeteilt, was heute hierüber an spärlichen Kenntnissen vorhanden ist. Nur die sehr aufschlußreiche Arbeit von Krapf: „Die Schwemmstofführung des Rheins und anderer Gewässer" (Wien 1919) ist nicht erwähnt.

In Kapitel 4: Die Änderung der Sohle im Staubereich und in der Entnahmestrecke werden die noch vielfach herrschenden Illusionen über die Wirkung von Grundablässen durch theoretischen Nachweis und Laboratoriumsversuch allgemein widerlegt, die Einzelerscheinungen werden später in dem Kapitel 11 über Spülung gründlich behandelt. Bei der Betrachtung des allgemeinen Einflusses eines Stauwerkes auf die Flußstrecke oberhalb und unterhalb würde eine Untersuchung der Bedeutung des Ableitungsverhältnisses eine wertvolle Ergänzung sein.

Die Kapitel 5 mit 12 behandeln eingehend die in der Praxis so wichtigen Fragen über die Auswahl der Entnahmestelle und die Konstruktion des Einlaufbauwerkes, wobei aus den Forschungsergebnissen wichtige Richtlinien für die Bedienung nach der Inbetriebnahme abgeleitet werden. An Laboratoriumsversuchen im Maßstabe 1 : 75 werden durch sinnreiche Variationen interessante Zusammenhänge aufgedeckt und durch eine große Reihe schöner Aufnahmen zur unmittelbaren Anschauung gebracht. Die schädliche Wirkung von toten Winkeln oder einer zu wenig schlanken Führung der Wasserfäden, die auch bei neueren Bauwerken noch zu beobachten ist, tritt immer wieder klar hervor. Die Ausführungen über die Tauchwand, die Abtreppung der Einlaufschwelle und die Anlage einer Vorpritsche geben nicht nur wertvolle Fingerzeige bei der Konstruktion neuer Anlagen, sondern sind auch geeignet, für manche bestehende Anlage den Weg zu einer Verbesserung zu weisen. Die sehr interessanten Versuchsreihen mit wechselndem Entnahmeverhältnis und wechselnder Schützenbedienung zeigen einerseits, daß es ein allen im natürlichen Flußlaufe vorkommenden Verhältnissen gerecht werdendes Einlaufbauwerk überhaupt nicht geben kann, daß anderseits aber auch eine kunstgerechte Wehrbedienung sehr viel vermag und hier der Flußbauingenieur entscheidend mitsprechen sollte.

Der wichtige Inhalt macht das Buch neben seinem flüssigen Stil und der schönen Ausstattung zu einer Neuerscheinung, an der niemand vorübergehen darf, der mit den einschlägigen Fragen zu tun hat. Für die Entwurfbearbeitung von Stauwerken und Einlaufbauwerken ist es unentbehrlich. Düll.

Betonstraßenbau in Deutschland. Von Dr.-Ing. Riepert. 112 S. mit 46 Abb. und 1 Tafel. Charlottenburg 1926. Zementverlag. Preis 2,40 R.-M.

Deutsche Betonstraßen 1925. Von Dr.-Ing. Petry. 68 S. mit 42 Abb. Charlottenburg 1926. Selbstverlag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. Preis 1,60 R.-M.

Beide Schriften geben nach einer geschichtlichen Einleitung im wesentlichen eine Beschreibung der im Jahre 1925 gebauten Betonstraßen in Deutschland mit fast gleichem Bildmaterial und gleichen Bauberichten und unterrichten ausführlich über die verwendeten Bauweisen, Mischungsverhältnisse, Eisenbewehrungen, Querschnitte, Arbeitsverfahren und die örtlichen besonderen Verhältnisse. Der Vorzug der Darstellungsweise Dr. Rieperts ist die Ausführlichkeit, und zwar nicht nur in der geschichtlichen Entwicklung des Betonstraßenbaues, sondern auch in der Behandlung des Einzelvorganges; er teilt auch mit Vorteil die Straßen in reine Betonstraßen und solche mit Sonderbauweisen ein (Soliditit, Stahlbeton, Spritzbeton, Hartsteinplattenbelag). Dr. Petry legt sehr geschickt seiner Beschreibung ein Schema zugrunde, so daß man die einzelnen Bauten gut vergleichen kann. Beide Schriften sind sehr wertvoll und geben ein tatsächliches Bild vom heutigen Stande des Betonstraßenbaues. Sie enthalten beide auch die vorläufigen Merkblätter des Betonausschusses der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau für den Bau und für die Unterhaltung von Automobilstraßen aus Beton. Eine Vereinigung beider Hefte wäre recht zweckmäßig gewesen. Dr.-Ing. Speck.

Berechnung forsttechnischer Bauwerke. Heft 1, Talsperren. Von Ing. Dr. Leo Hauska, a. o. Professor a. d. Hochschule Wien. 64 S. mit 29 Abb. Berlin 1926. Verlag von Paul Parey. Preis 4 R.-M.

Das Buch befaßt sich mit einem Sondergebiete des Bauingenieurfaches, das wohl dem größten Teil der deutschen Bauingenieure unbekannt ist, den Bauwerken für Zwecke der Holztrift und Flößerei. Denn bei der fortgeschrittenen Aufschließung der deutschen Waldgebiete durch Bahnen und leistungsfähige Verkehrswege gehört die Holztrift ebenso wie die Flößerei in den meisten Gegenden der Vergangenheit an. In anderen Gebieten ist sie stark zurückgegangen, teilweise verursacht durch die Wassernutzung zu Kraftzwecken, durch die eine Trockenlegung weiter Flußstrecken hervorgerufen wurde. In anderen europäischen Ländern ist dagegen die Holztrift vielfach die einzige Möglichkeit, große Gebirgswaldungen nutzbar zu machen. Es ist daher sehr zu begrüßen, wenn von berufener Seite die Bauwerke besprochen und in übersichtlicher Weise die Grundsätze festgelegt werden, nach denen sie in hydraulischer und statischer Beziehung bemessen werden müssen.

Beim Durchlesen dieses Büchleins fällt besonders angenehm die Verweisung der nicht zu vermeidenden langatmigen mathematischen Entwicklungen unter den Strich auf. Hierdurch bleibt der Text auch für diejenigen übersichtlich und verständlich, die das Buch lediglich als Leitfaden für die Bemessung der Bauwerke benutzen wollen, ohne sich länger mit den statischen Grundlagen aufhalten zu können.

Die Berechnungsverfahren ebenso wie die Bezeichnungen sind vielfach abweichend von denjenigen, die sonst für die Untersuchung ähnlicher Bauwerke allgemein angewandt werden. Hieraus ergeben sich für den an die üblichen Bezeichnungen gewöhnten Leser einige Schwierigkeiten.

Die Auswertung der hauptsächlichsten Gleichungen auf graphischem Wege gibt jedermann die Möglichkeit, das Buch bei der Ausführung von Bauten für den Flößerei- und Triftbetrieb nutzbringend anzuwenden.

Dr.-Ing. Fritz Maier.

Die Staumauern. Von Dr.-Ing. Kelen. VIII u. 294 S. mit 307 Textabb. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. Preis 39 R.-M.

Der Inhalt dieses Buches wird durch den Untertitel: „Theorie und wirtschaftlichste Bemessung mit besonderer Berücksichtigung der Eisenbeton-Talsperren und Beschreibung ausgeführter Bauwerke" — Gewölbe- und Pfeilersperren — gekennzeichnet.

Die Wirtschaftlichkeit eines Talsperrenbaues läßt sich bewerten nach:

1. den Baukosten und der Bauzeit,
2. den Unterhaltungskosten, die einschl. der Betriebsverluste, ohne Gleichwertiges zu bieten, die Höhe der Bausumme übersteigen können (Gemlake),
3. dem Bruch-Risiko.

2. und 3. schließen moralische Werte für Baumeister, Bauherrn und Aufsichtsbehörde ein.

Die theoretischen Untersuchungen Kelens betonen durch Mindestabmessungen konstruktiver Bauwerke die Herabsetzung der Baukosten. Sie umfassen:

1. die Berechnung der bewehrten Platte des Ambursen-Typs,
2. die Berechnung des eingespannten und frei aufgelagerten Gewölbes; dieser ist ein elastischer Gewölbering zugrunde gelegt, der durch zwei, im Abstande 1 voneinander gleichlaufende Ebenen, senkrecht zu den wasserseitigen Erzeugenden aus der Tonne herausgeschnitten gedacht ist.

Die Formeln sind in derselben Weise, wie z. B. im Betonkalender 1927, II. Teil von Dr. Fritz Maier entwickelt und dieselben Belastungen — gleichmäßiger Wasserdruck, gleichmäßige und ungleichmäßige Temperaturänderung, veränderlicher Wasserdruck und Eigengewicht — angenommen.

Eine wesentliche Vereinfachung und Unabhängigkeit von Maßsystem und Maßstab besteht darin, daß die Abmessungen des Ringstücks durch den halben Zentriwinkel α und das Verhältnis ν der Ringstärke n zur halben Sehnenlänge l ausgedrückt sind: $\nu = \frac{n}{l}$. Dadurch ist es möglich, Ausdrücke und Hilfswerte, die die Ringabmessungen enthalten, in bezug auf die beiden Zahlen α und ν zeichnerisch darzustellen. Es ergibt sich, daß für gleichmäßigen Wasserdruck, gleichmäßige Temperaturänderung und gleichmäßiges Schwinden die Kämpferkantenpressungen die maßgebenden sind.

Die luftseitigen Druckspannungen des Kämpfers nehmen mit der Zunahme des Wasserdrucks zu, mit der Zunahme der Ringstärke n und des Zentriwinkels α ab (Gewölbesperren. Constant angle). Auf der besonders gefährdeten Wasserseite werden Zugspannungen durch Temperaturänderung und Schwinden auf jeden Fall auftreten können. Es ist also richtig, sie durch Wahl eines großen Zentriwinkels zu mildern und einer geringen Wandstärke — selbst auf Kosten größerer luftseitiger Pressungen — zu überdecken. Unter Berücksichtigung des Eigengewichts und der ungleichmäßigen Wasserlast werden auf Grund dieser Berechnungen die vorteilhaftesten kleinsten Ringquerschnitte ermittelt.

M. E. vermag die Eisenbewehrung die für Talsperren gefährlichen Wärmezugspannungen nur in besonderer Lage genügend aufzunehmen. Sie macht die Wärmedehnung des umhüllenden Betons in gleichem Maße mit. Sie beherrscht auch die besonders exponierte Außenhaut nur unvollkommen. Rissebildungen, die an allen bewehrten Bauwerken beobachtet, u. U. durch Rostsprengwirkungen verstärkt werden, begrenzen die zeitliche Dauer der Elastizitäts- und Festigkeitseigenschaften des Eisens. Für die

Pfeilersperre muß eine Form gesucht werden, die Zugspannungen ausschließt. Diese wird sich der Gewölbesperre nähern müssen, bei der die Widerlagermasse, die Untergrundauflagerung und die Halbmondform das Gewölbe entlastet, die größere Wandstärke einen Temperatur- und Witterungsschutz hergibt, die Einspannung und die Zahl der besonders gefährdeten Kämpferfugen gering ist.

Die labile Reihe voneinander abhängiger, flach geneigter Gewölbetonnen (mit gleichen Feldern, aber ungleichen Einzelgesamtlasten und ungleicher Widerstandsfähigkeit) stellt im Verein mit dem Wassergewicht nur eine senkrechte Pfeilerbelastung im Sinne des Trapezgesetzes und eines erhöhten „Gleitwiderstandes" dar.

Die senkrechte Tonne ist dagegen eine Stützkonstruktion auch ohne Pfeiler: Die von Kelen S. 59 angedeutete Lastverteilung auf Bogenring und Konsole müßte sich eigentlich für die Gewölbesperre noch auf die Ringstreben erstrecken, die die halbmondförmigen Gewölbehörner bilden. Ferner wäre dem Umstande Rechnung zu tragen, daß die elastischen Verschiebungen der einzelnen Bogenringe — eingeklemmt zwischen der Last der darüber liegenden Ringe und dem Untergrundauflager — nach der Tiefe zu auf Null abnehmen.

3. Die Berechnung der Pfeiler.

Für die Pfeiler-(Mauer-)Lamelle geht Kelen vom Trapezgesetz und der Mohrschen Ermittlung der Randspannungen aus. Die letztere ist sehr interessant, und man ist erstaunt, was für Spannungen in solch einem Mauerklotz entstehen können.

Die Mohrschen Voraussetzungen — Stetigkeit der Spannungsverteilung und Inanspruchnahme des Gesamtkörpers — können indessen m. E. nur für die oberen Teile schwacher oder ungünstiger profilierter Mauern Gültigkeit beanspruchen.

Soweit der Pfeiler richtig profiliert ist, wird die Kraft durch Strebenwirkung auf den Baugrund übertragen, dergestalt, daß entsprechend den Lasten der Stauwand die Auflagerdrücke der Streben von der Wasserseite nach der Luftseite abnehmen. Wenn die Streben in einem Pfeiler oder in einem Mauerquerschnitt zusammengefaßt sind, verwischen sich die Grenzen der Strebendrücke. Die Verteilung der Auflagerpressungen wird sich aber dadurch im großen und ganzen nicht ändern.

Diese meine Auffassung wird gestützt durch die Art der Rissebildung zerstörter Sperrmauern (z. B. auch Gleno und San Dieguito) und viele andere Umstände.[1])

Der an und für sich nicht empfehlenswerte Entwurf in Streben aufgelöster Pfeiler, den Kelen S. 264 anführt, zeigt gleichwohl die richtige Empfindung für die eintretende Lastverteilung.

Die Wirkung einer großen Decken- und Wasserauflast wird aber auch in bezug auf die Gleitsicherheit einer Pfeilersperre und zwar nicht nur von Kelen überschätzt. Die Gewölbesperre hat sich ohne derartige Auflasten als standfähig erwiesen. Eine Sperrmauer wird in der Hauptsache durch mechanische Eingriffe und Mörtelverbindung eines Strebepfeilerquerschnitts mit dem Untergrund am Gleiten verhindert. Die Streben einer durch Wasser belasteten Wand kann man sich sogar gewichtlos denken, wenn sie nur zweckmäßig geneigt und aufgelagert sind. (Annähernd z. B. Holzstreben). Der Gleitwiderstand der unter 20° talabwärts geneigten Gründungsfläche der Veninasperre (S. 254) würde durch ein größeres Gewicht u. U. nicht vermehrt, sondern vermindert werden.

Für Kelen sprechen allerdings die flach geneigten Tonnen und steilen luftseitigen Pfeilerbegrenzungen vieler ausgeführter Pfeilersperren, die er in sehr anschaulichen Lichtbildern im Abschnitt V bringt. Trotzdem bin ich der Ansicht, daß der theoretische und wirtschaftliche Aufbau der Kelenschen Pfeilerberechnung keine ausreichend sichere Unterlage besitzt. Die Kantenpressungen nach dem sogenannten Trapezgesetz sind höchstens als Kennzeichen einer einigermaßen zweckmäßigen Massenverteilung über den Stützmauerquerschnitt anzusehen. In diesem Falle trifft der Massenwiderstand (Trapezgesetz) mit dem konstruktiven Widerstande (Strebepfeiler mit senkrechter Wasserseite) zusammen.

Bei der Pfeilersperre fehlt der Masse der Wasserlast die konstruktive Bedeutung der Mauermasse. Das Trapezgesetz darf daher nur mit Einschränkung angewendet werden. Ziegler, Clausthal.

Elementare Raumakustik. Von Ernst Petzold. XII u. 129 S. mit 50 Abb. Berlin 1927. Bauwelt-Verlag. Preis 7 R.-M.

Es liegt hier eine verdienstliche Arbeit vor, die durchaus der gestellten Aufgabe, dem Baufachmann einen Umriß von der Raumakustik zu bieten, gerecht wird und die Stoffülle zu sichten weiß. — Die Unterschiede von Schallreiz und Schallempfindung und die damit im Zusammenhang stehenden psychogenetischen Vorgänge sind anschaulich dargestellt, ebenso die Beziehung von Schallquelle und Schallausbreitung. Zur Durchführung von Schallmessungen ist die Parallelohm-Methode, auf die sich der Verfasser bezieht und wie sie von Siemens & Halske für Radiozwecke zur Ermittlung der Maxima und Minima im Raume angewendet wurde, durchaus zweckmäßig. Leider werden solche Ermittlungen für die Raumakustik bei Anwesenheit einer Zuhörerschaft hinfällig. — Sehr instruktiv sind die bekannten Darstellungen der Reflexionsvorgänge; jedoch möchten sie den Leser nicht glauben machen, darin läge ein wesentliches Moment der Lösung. Überhaupt werden dem Baufachmann, der sich im allgemeinen nur einen Einblick in das Wesen der Raumakustik verschaffen will, um gegebenenfalls rechtzeitig gewarnt zu sein, viele Ableitungen zu ausführlich und Fragen, die dem Raumakustiker noch zur Untersuchung und Erörterung vorbehalten bleiben müssen, zu weitgehend erscheinen. — Infolge des letzteren Umstandes muß die Besprechung dieses Buches auf die ihm anhaftenden Irrtümer eingehen.

Vom Standpunkte der Raumakustik kann nicht gesagt werden, die Träger der Silben wären die Vokale. Die Verständlichkeit der Rede hängt von den charakteristischen Merkmalen der Silben ab, und das sind nicht die Vokale, sondern die Konsonanten. Es sind daher die Entwicklung der Verwischungsschwelle und die daran angeknüpften Folgerungen unrichtig und der Schwellenwert erheblich zu groß. Auch hinsichtlich der Instrumentalmusik ist nicht von der Wirklichkeit ausgegangen; der abgeleitete Schwellenwert ist zu klein angenommen. Demgemäß müssen die auf diesen Werten fußenden weiteren Ergebnisse revidiert werden.

Wichtig ist die Trennungsschwelle für schnell aufeinander folgende Reize. Meine ausgedehnten Untersuchungen (siehe Biehle, Theorie der Orgelpneumatik) haben bestätigt, daß naturgemäß die Werte stark abhängig sind von den Versuchsbedingungen. Die längste Trennungsschwelle fand ich bei Orgelpfeifen mit 0,026 Sek., die kürzeste mit 0,016 Sek., wie Mach. Dagegen ist der vom Verfasser gefundene Wert psychologisch unmöglich. — Übrigens lassen sich hier nur sichere Ergebnisse nach der Umkehrmethode gewinnen.

Ferner führt der Verfasser eine bei meinen raumakustischen Untersuchungen im Lichthofe der Technischen Hochschule entstandene Differenz zwischen der errechneten theoretischen und der experimentell ermittelten Nachhalldauer auf die Reaktionszeit zurück und glaubt, ein Fehler Sabines habe sich hier fortgeerbt. Bei dieser Art von Beobachtungen scheidet die Reaktionszeit bekanntlich aus, und die vom Verfasser gegebenen Ratschläge sind irrig.

Auffallend ist die Erklärung hinsichtlich der Naturskala. Der 7., 11., 13. usw. Teilton ist nicht höher, als die Notenschrift darstellt, sondern tiefer. — Auch ist nicht einzusehen, daß in der Mitte des musikalischen Tonumfanges d' liegen soll, welcher Ton deshalb als Normalton angenommen wurde.

Die Kurven gleicher Empfindungsstärke um einen Redner sind in Wirklichkeit Eilinien und können nur zur Vereinfachung der Rechnung als exzentrische Kreise angenommen werden.

Den von Sabine aufgestellten drei raumakustischen Gesetzen schreibt der Verfasser große Bedeutung bei, und mit Recht. Aber dann mußte auch auf die neueren Untersuchungsergebnisse, die die Allgemeingültigkeit dieser Sätze merklich einschränken, Bezug genommen werden. Schon in Räumen mittlerer Größe, besonders aber in Räumen, für die die Raumakustik in erster Linie bestimmt ist, läßt sich nachweisen, daß die Nachhalldauer in den verschiedenen Teilen eines Raumes verschieden und auch abhängig ist von der Lage der Schallquellen im Raum (vergl. Biehle, Raumakustische Probleme, 1922). Ferner ergaben meine Untersuchungen, daß der Nachhall in der Regel nicht kontinuierlich abfällt, sondern stufenweise.

Die Auffassung, daß beim Behang einer Fläche mit Stoff nur der Behang und nicht auch die Fläche zu bewerten sei, ist nicht richtig. — Die von Sabine aufgestellte Konstante k ist richtiger nach der Bestimmung von Matsone.

Die Überhöhung von Sitzreihen läßt sich sehr genau konstruieren, während das im Buche angegebene Verfahren unzureichend ist.

Soweit die sachliche Richtigstellung. Im übrigen wird der Leser seine Freude an dem zu empfehlenden Buche haben. Biehle, Bautzen.

Statische Probleme des Tunnel- und Druckstollenbaues und ihre gegenseitigen Beziehungen. (Gleichgewichtsverhältnisse im massiven und kreisförmig durchörterten Gebirge und deren Folgeerscheinungen. Spannungsverhältnisse unterirdischer Gewölbebauten.) Von Dr. sc. techn. Hanns Schmid, Ing. E. T. H., Chur. VI u. 148 S. mit 36 Textabbildungen. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 8,40 R.-M.

In der vorliegenden Arbeit ist erstmalig der Versuch unternommen, die statischen Probleme des Tunnel- und Druckstollenbaues, die in den letzten 20 bezw. 5 Jahren von den verschiedensten Gesichtspunkten aus in einer Reihe von Einzeldarstellungen Behandlung gefunden haben, auf einheitlicher Grundlage zu untersuchen. Zu diesem Zwecke bedient sich der Verfasser der mathematischen Elastizitätstheorie, indem er das Gebirge durch Ebenen winkelrecht zur Längserstreckung des unterirdischen Bauwerkes in Scheiben zerlegt und diese unter der Wirkung der in Betracht kommenden Angriffskräfte nach den einschlägigen Verfahren untersucht. Von großem Interesse sind hierbei die gründlichen Darlegungen über die im gegenständlichen Falle besonders schwer zu erfassenden, dabei aber maßgebenden Elastizitätsgrößen (Elastizitätsmodul, Querdehnungszahl).

Bei den Untersuchungen wird zwischen Tiefen- und Lehnentunnel, und innerhalb dieser beiden Gruppen wieder zwischen Mundloch- und Bergstrecke unterschieden. Behandelt wird der unausgekleidete und ausgekleidete Stollen kreisförmigen Querschnittes, sowohl unter der Wirkung des durch die Schwere erzeugten Gebirgsdruckes allein, als auch unter dem Einfluß eines inneren Überdruckes. Hierzu gesellen sich noch interessante Untersuchungen über die Wirkung von Temperaturänderungen und — bei ausgekleideten Stollen — über den Einfluß des Schwindens im Auskleidungsmauerwerk. Ein umfassender Literaturnachweis, in dem so ziemlich das gesamte einschlägige Schrifttum zusammengestellt ist, schließt die Arbeit ab.

Wenn auch die gewonnenen Ergebnisse, wie der Verfasser betont, infolge des nur unvollkommenen Zutreffens der notwendigerweise gemachten Berechnungsvoraussetzungen auf zahlenmäßige Richtigkeit nur in beschränktem Ausmaße Anspruch erheben dürfen, so erscheint durch die durchgeführten Untersuchungen — wie aus dem diese Ergebnisse

[1]) Vergl. Ziegler, Der Talsperrenbau, 3. Aufl., Bd. II. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

zusammenfassenden Schlußkapitel hervorgeht — doch eine wertvolle Grundlage gewonnen, von der aus die gegenständlichen Fragen ungleich sicherer beurteilt werden können, als dies ohne wissenschaftliches Rüstzeug möglich ist. Von diesem Gesichtspunkte aus kann die vorliegende Arbeit jedem Ingenieur, der sich — über das Handwerksmäßige hinausgehend — für die tieferen Zusammenhänge der von ihm auszuführenden unterirdischen Bauten interessiert, zum Studium sehr empfohlen werden.

Ing. Dr. Ludwig Mühlhofer, Innsbruck.

Der Eisenbetonbau. Konstruktion und Berechnung einfacher Eisenbetonbauten. Von Dipl.-Ing. O. Henkel. Teil II. 4. Auflage. 163 S. mit 114 Abb. Leipzig 1926. Verlag von H. A. Ludwig Degener. Preis geh. 4 R.-M.

Das vorliegende Buch gehört zu der Sammlung von Degeners Leitfäden für Baugewerkschulen und verwandte Lehranstalten. Es enthält als ersten Abschnitt die Ausbildung und Herstellung der Eisenbetonbauten. Von den Grundformen ausgehend wird die Gestaltung der verschiedenen Eisenbetonbauteile einschließlich der Steineisendecken unter Berücksichtigung der äußeren Kräfte behandelt. Der zweite Abschnitt bringt die Berechnung der Eisenbetonbauten bezw. der inneren Kraftwirkungen. Neben der Ermittlung der Spannungen sind Unterlagen für die Querschnittbestimmung gegeben; bei den biegungsbeanspruchten Eisenbetonteilen folgt die Untersuchung der Schub- und Haftspannungen. Auch die Betonzugspannungen finden Berücksichtigung.

Das Buch ist als Unterrichtswerk leicht faßlich und klar geschrieben; es hält sich eng an die neuen Deutschen Eisenbetonbestimmungen, die auch, soweit erforderlich, im Auszuge wiedergegeben sind. Eine Reihe von einfachen Zahlenbeispielen aus der Praxis dient zur Erläuterung. Insbesondere bei diesen erscheint es jedoch geboten, u. a. den grundsätzlichen Unterschied zwischen Hohlkörperrippendecken (Eisenbetontragwerk) und Steineisendecken (gemauertes Tragwerk) mehr zu beachten und auch durchzuführen. Ferner sollten nur genormte Rundeisendurchmesser Verwendung finden. Im übrigen bietet das Buch den Benutzern, an die es sich hauptsächlich wendet, eine brauchbare Einführung zur Ausbildung und Berechnung einfacher Eisenbetonbauten. Dr.-Ing. Roll.

Graphische Statik der Baukonstruktionen. Von weil. Heinrich Müller-Breslau. I. Bd., 6. Aufl. Bearbeitet von o. Prof. Müller-Breslau jr. X u. 607 S. mit 611 Textabb. u. 6 Tafeln. Leipzig 1927. Alfred Kröner Verlag. Preis geh. 20 R.-M., geb. in Ganzl. 23 R.-M., in Halbl. 28 R.-M.

Das Werk Müller-Breslaus gilt in Fachkreisen und unter Studierenden mit Recht als das bei weitem beste vorhandene Werk über die Statik der Baukonstruktionen. In ihm hat der verstorbene Verfasser die Ergebnisse seiner langjährigen Forschungen niedergelegt. Die vorliegende 6. Auflage des I. Bandes ist ein unveränderter Abdruck der 5. Auflage, doch sind dabei die handschriftlichen Korrekturen Müller-Breslaus berücksichtigt. Die neuen amtlichen Bestimmungen über die zulässige Beanspruchung und statische Berechnung eiserner Bauteile konnten leider nicht mehr benutzt werden, doch ist ein baldigst erscheinender Nachtrag in Aussicht gestellt, der die im I. Bande gegebenen Rechnungsbeispiele und Tabellen, nach den neuen Bestimmungen umgerechnet, enthalten wird.

Einer besonderen Empfehlung bedarf das rühmlichst bekannte Werk nicht. Ls.

Eingegangene Bücher.

Das warme Wohnhaus. Ein Leitfaden zur Anwendung wärmetechnischer Gesichtspunkte im Wohnhausbau für Architekten, Bauunternehmer und Bautechniker sowie für Siedler und Baulustige. Von Ingenieur Richard Flügge, Wittenberg. VI u. 195 S. mit 196 Abb. Halle a. S. 1927. Verlag von Carl Marhold. Preis geh. 5,80, geb. 7 R.-M.

Vom wirtschaftlichen Geiste in der Technik. Von Dr. Robert Haas. VIII u. 62 S. Berlin 1927. V D I-Verlag G. m. b. H. Preis geh. 1,40 R.-M.

Die Verwertung von Erfindungen. Ein Leitfaden für Erfinder und Kapitalisten. Nach dem gleichnamigen Buche von Dr. R. Worms, Patentanwalt. Neu herausgegeben von Dr. Gustav Rauter, Patentanwalt in Berlin. Vierte, völlig umgearbeitete Auflage. 114 S. Halle a. S. 1926. Verlag von Carl Marhold. Preis geh. 3, geb. 4 R.-M.

Der neuzeitliche Aufzug mit Treibscheibenantrieb. Charakterisierung, Theorie, Normung. Von Dipl.-Ing. F. Hymans, New York und Dipl.-Ing. A. V. Hellborn, Stockholm. VI u. 156 S. mit 107 Abb. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 15,90 R.-M.

Die Wirtschaftskurve mit Indexzahlen der Frankfurter Zeitung. Unter Mitwirkung von Ernst Kahn. Heft IV. Dezember 1926. S. 349 bis 472. Frankfurt am Main. Frankfurter Societäts-Druckerei G. m. b. H., Abteilung Buchverlag. Preis des Einzelheftes 3 R.-M., Jahresabonnement (4 Hefte) 8,80 R.-M.

Anlage von Radfahrwegen. Von Dr.-Ing. Henneking, Stadtbaurat a. D., Beratender Ingenieur, Magdeburg. Berlin 1927. Auf Veranlassung des Vereins Deutscher Fahrradindustrieller E. V.

Die Hauszinssteuer in Preußen unter Berücksichtigung der Finanzierung des Wohnungsbaues. Von Dr. jur. F. K. Surén, Ministerialrat im Preußischen Ministerium des Innern, und Dr. jur. A. von Heusinger, Oberregierungsrat im Preußischen Finanzministerium. 2. u. 3. völlig umgearbeitete und erweiterte Auflage. 288 S. Berlin 1926. Verlag von Georg Stilke. Preis geb. 5 R.-M.

Niederschrift über die II. Hauptversammlung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau am 4. und 5. Oktober 1926 in Wiesbaden. 84 S. Charlottenburg 1926. Selbstverlag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. Preis 1,80 R.-M.

Unfallverhütungskalender für 1927. Berlin. Beuth-Verlag. Preis 1 R.-M.

Wissenschaftlich-technisches Komitee des Volkskommissariats für Wege-Kommunikation. Ausgabe Nr. 40. **Spannungszustand der Brückenträger und deren Versuchsforschungen.**

Desgl. Nr. 35. **Forschungsergebnisse der Deformation eiserner Brückenträger unter der Wirkung bewegter Lasten.**

Veröffentlichungen der Mittleren Isar A.-G., München, Heft 3: **Die Durchführung der Bauarbeiten beim ersten Ausbau der Wasserkraftanlagen der Mittleren Isar A.-G.** 64 S. mit 93 Abb. und 7 Plantafeln. München 1926. Richard Pflaum, Druckerei- und Verlags-A.-G.

Arbeiten aus der Bayer. Landesanstalt für Pflanzenbau und Pflanzenschutz, Heft 1: **Der Hausschwamm.** Von Regierungsrat Prof. Dr. W. Kinzel. 11 S. mit 7 Abb. und 1 Tafel. Freising-München 1927. Verlag von Dr. F. P. Datterer & Cie. Preis 0,50 R.-M.

Lehrheft des freitragenden Holzbaues. Von Studienrat C. Kersten. 16 S. mit 38 Abb. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer. Preis 0,80 R.-M.

Tonindustrie-Kalender 1927. I. Teil: 90 S.; II. Teil: 436 S. Berlin 1927. Verlag: Chemisches Laboratorium für Tonindustrie und Tonindustrie-Zeitung, Prof. Dr. H. Seger u. E. Cramer G. m. b. H. Preis in Leinen geb. 4 R.-M., Ausland 4,50 R.-M., I allein 1 R.-M., Ausland 1,20 R.-M., II allein 3,50 R.-M. Ausland 4 R.-M.

Doktordissertationen.

Vergleichende Betrachtungen über die Wirtschaftlichkeit der Verwendung von Eisen und Eisenbeton im Geschoßgroßbau. Von Dipl.-Ing. Erich Frank, Braunschweig. (Techn. Hochschule Braunschweig.)

Die Arbeitsgenauigkeit von Automaten. (Beitrag zur Großzahlforschung). Von Dipl.-Ing. Karl Obeltshauser, Siegenhofen. (Techn. Hochschule Braunschweig.)

Über die Abhängigkeit der mechanischen Eigenschaften von gezogenem Stahldraht, von der Naturhärte und der Reckbehandlung durch das Ziehen. Von Dipl.-Ing. Wilhelm Püngel, Dortmund. (Techn. Hochschule Braunschweig.)

Kritische Betrachtungen über den Aufbau von Zementmörtel. Von Dipl.-Ing. Friedrich Jung, Herne. (Techn. Hochschule Braunschweig.) Auszug.

Massenermittlung der Lehrbogen von Wölb- und Bogentragwerken unter besonderer Berücksichtigung der Strebenwerke. Von Dipl.-Ing. Wilhelm Stoy, Kleinfischbach. (Techn. Hochschule Braunschweig.)

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Kutzner, bisher beim Eisenbahn-Abnahmeamt Breslau, als Vorstand zum neuerrichteten Eisenbahn-Abnahmeamt Hagen (Westf.), Johannes Rudolph, bisher beim Eisenbahn-Maschinenamt Leipzig West, als Leiter einer Abteilung zum E. A. W. Halle (Saale), Ziem, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Magdeburg-Buckau, als Leiter einer Abteilung zum E. A. W. Braunschweig, Westphal, bisher beim Maschinenbetriebsbureau der R. B. D. Dresden, als Leiter einer Abteilung zum E. A. W. Leipzig, Gerstner, bisher beim Werkstättenbureau der R. B. D. Dresden, als Leiter einer Abteilung zum E. A. W. Dresden, Sturm, Mitglied der R. B. D. Erfurt, als Mitglied zur R. B. D. Kassel, Herrenkind, bisher bei der R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), zur R. B. D. Erfurt, Zinser, bisher bei der Eisenbahn-Bausektion Heilbronn, zur Eisenbahn-Bauabteilung Münster (Westf.), Kraner, bisher beim Bauamt Leipzig 1, zur Betriebsdirektion Zwickau (Sa.), Hildebrand, Vorstand des Bauamts Altenburg (Thür.), zur Betriebsdirektion Leipzig 1, Paul Wolf, Vorstand des Bauamts Glauchau, als Vorstand zum Bauamt Altenburg (Thür.), Dr.-Ing. Sperhacke, bisher beim Bauamt Glauchau, als Vorstand zum Neubauamt Glauchau, Karl Fröhlich, bisher beim Bauamt Dresden-Friedrichstadt, zur psychotechnischen Versuchsstelle bei der R. B. D. Dresden, Dressler bisher beim Brückenbureau der R. B. D. Dresden, zum Bauamt Dresden-Friedrichstadt, Hans Siegert, bisher beim Neubauamt Dresden-Altstadt, zum Bauamt Schwarzenberg, Dassler, bisher beim Bauamt Schwarzenberg, zum Bauamt Dresden-Neustadt, Dr.-Ing. Hartwig, bisher beim Bauamt Dresden-Neustadt, zum Bauamt Dresden-Altstadt, Kunz, bisher beim Bauamt Zwickau (Sa.), zum Bauamt Chemnitz 1, und Oppenheim, bisher bei der R. B. D. Trier, zur R. B. D. Köln, der Reichsbahnamtmann Albrecht, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Magdeburg-Buckau, als Leiter einer Abteilung zum E. A. W. Braunschweig, sowie der Reichsbahnbaumeister Breest, bisher beim E. A. W. Berlin-Grunewald, zum E. Z. A. in Berlin.

Übertragen: dem Reichsbahnrat Garben, bisher Leiter der Betriebsabteilung für elektrische Lokomotiven beim E. A. W. Halle (Saale), die Leitung der Allgemeinen technischen Abteilung daselbst und dem Reichsbahnrat Roitzsch, bisher Leiter der Betriebsabteilung für elektrische Lokomotiven beim E. A. W. Leipzig, die Leitung der Allgemeinen technischen Abteilung daselbst.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnamtmann Saage, Oberbaukontrolleur bei der R. B. D. Halle (Saale).

Gestorben: Reichsbahnrat Seyfferth, Werkdirektor des E. A. W. Fulda.

INHALT: Bücherschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 25. März 1927. Heft 14

Alle Rechte vorbehalten.

Der Wasserkraftausbau in Baden.[1]

Von Reg.-Baumeister **Karl Köbler**, Waldshut.

I. Allgemeines.

Baden steht als Wasserkraftland hinsichtlich der Ausbaufähigkeit in kWh/Kopf seiner Bevölkerung mit 1635 kWh/Kopf an erster Stelle unter den deutschen Ländern. Wegen der Tatsache, daß der Rheinstrom, der es im Süden und Westen umschließt, Kraftspender und Schiffahrtweg zugleich ist, stand in Baden die mit Ruhrkohle erzeugte Dampfkraft mit dem Wasserkraftausbau in wesentlich schärferem Wettbewerb, als man es in anderen ähnlich wasserkraftreichen Ländern findet. Dies stellt höhere Ansprüche an Voruntersuchungen technischer und wirtschaftlicher Art, sowie anderseits an die Entschlußfähigkeit und verlangt schließlich größte Sparsamkeit während der Ausführung und wirtschaftlichste Bauverfahren. Die von manchem Lande reichlich ausgenutzten Nachkriegs- und Inflationsjahre wurden in Baden viel weniger gewertet aus dem gleichen verantwortungsvollen Gefühl heraus, das vorher zu scharfem Kalkulieren und sorgsamem Abwägen zwang.

So ist das, was rückblickend gezeigt werden kann, nach Zahl und Größe der Ausbauleistung zwar bescheiden, in bautechnischer und energiewirtschaftlicher Behandlung jedoch interessant, zumal für einzelne Bauwerke zum Teil für Deutschland erstmalige Lösungen angewendet wurden. Der gegenwärtige Augenblick ist schließlich nicht ungeeignet, das bisher Geleistete zusammenzufassen, da mit der Inbetriebnahme des Schwarzenbachwerkes ein gewisser Abschluß erreicht ist und mit dem Baubeginn des Rheinkraftwerkes bei Niederschwörstadt und der Bauvorbereitung für das Schluchseewerk zusammen mit der näher gerückten Bahnelektrisierung eine neue Periode im Wasserkraftausbau eingeleitet wird. Standen bisher hauptsächlich kleinere und mittlere Werke als Unternehmungen von Gemeinden, Städten und Industrien im Vordergrunde des Interesses, so scheint die nächste Zukunft dem Großkraftwerk zu gehören, in erster Linie bedingt durch den nun auch zum Abschluß gekommenen Ausbau einer einheitlichen Landesversorgung durch das Badenwerk.

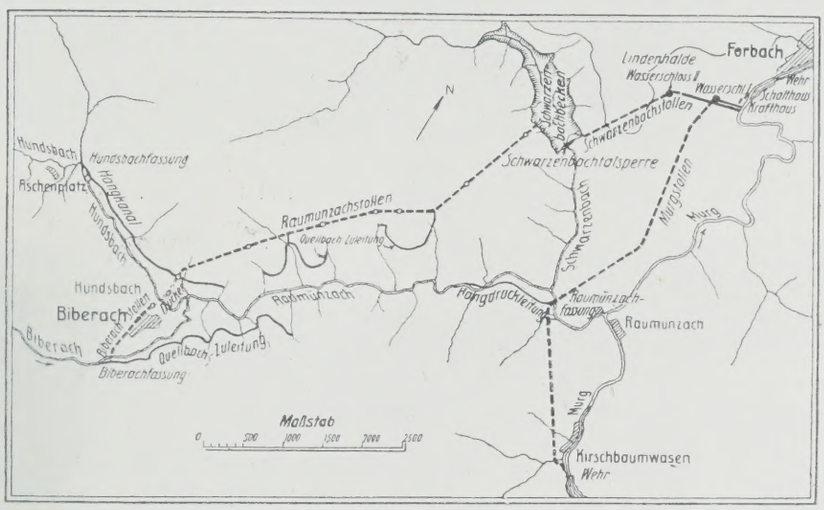


Abb. 1. Übersichtsplan des Murg- und Schwarzenbachwerkes.

Für den Wasserkraftausbau in Baden sind drei Hauptgebiete zu unterscheiden: der Oberrhein, der Schwarzwald und der Neckar mit dem Odenwald.

Die Gesamtleistung der Oberrheinstrecke Konstanz—Basel beträgt rd. 750 000 PS Ausbauleistung bei 3,82 Milliarden kWh Jahreserzeugung, in die sich die Schweiz und Baden ungefähr hälftig teilen. Die Mehrerzeugung durch die geplante Bodenseeregulierung wird rd. 130 Mill. kWh Winterenergie betragen. Die Ausbaugrundform für die Oberrheinwerke ist: vieltorige Großschützenwehre mit Druckluftgründung, unmittelbar angebautes Krafthaus, vereinzelt auch Stauwehre in Verbindung mit längeren Seitenkanälen (z. B. Dogern).

Bei Durchführung der Neckarkanalisierung entfallen auf Baden insgesamt rd. 175 Mill. kWh jährlich, während auf der ganzen Strecke Mannheim—Plochingen rd. 350 Mill. kWh erzeugt werden können. Die Stauwehre werden durchweg als Walzenwehre mit mehreren Öffnungen ausgeführt.

Im Schwarzwald wird die jährliche Arbeitsfähigkeit der einzelnen bedeutenden Kraftwerke zwischen 10 und 100 Mill. kWh betragen, wobei jedoch bei guter Speicherfähigkeit Zentralenleitungen von 5000 bis 50 000 kW und darüber verfügbar sein werden. Die Ausbaugrundform der Schwarzwaldwasserkräfte ist: kleinere oder größere Wehre oder Talsperren aus Beton oder Eisenbeton, in einzelnen Fällen auch Erddämme zur Schaffung von Tages- oder Jahresbecken, daran anschließend Hangleitungen aus Holz, Eisenbeton oder Eisen, seltene offene Gerinne oder Stollen; Wasserschloß, oft nur Steigrohr und Pufferschacht, mit anschließender, meist eiserner oder bis etwa 10 at auch hölzerner Fallrohrleitung (seltener Eisenbeton bis etwa 3 at); Krafthaus. Bei großen Gefällen meist Peltonräder, sonst im allgemeinen Francis-Spiralturbinen. Wegen der kleinen Ausbauwassermengen von wenigen 100 l/Sek. bis etwa 20 m³/Sek. ist einerseits die Beherrschung des gesamten Abflußvorganges durch entsprechende Speicheranlagen leicht, anderseits weisen alle Glieder der Anlage verhältnismäßig kleine Abmessungen auf. Das bedingt zusammen mit den natürlichen günstigen Gelände- und Untergrundverhältnissen schon bei den Vorarbeiten die Möglichkeit klarer Erfassung und Errechnung der zu erwartenden Kosten.

Als Unternehmer größerer Wasserkraftwerke trat in Baden früher fast ausschließlich das Privatkapital auf. Der Staat griff die Elektrizitätsversorgung und den Wasserkraftausbau als seine Aufgabe erst 1913 auf mit Baubeginn des ursprünglich als Bahnelektrisierungswerkes gedachten Murgwerkes. Während des Krieges wurden weitere Bauten nicht in Angriff genommen. Erst in den Nachkriegs- und Inflationsjahren konnte der Wasserkraftausbau meist mit Hilfe von Differenzialgewinnen bei Holzverkäufen durch waldreiche Gemeinden und Städte eine kurze Blütezeit erleben. Hierbei handelt es sich meist um kleinere Werke, die ohne längere Vorbereitung rasch zu erstellen waren. Verschiedene von größeren Städten aufgenommene Vorarbeiten für umfangreichere, meist Speicherwerke im Schwarzwald wurden oft aus unbewußter Unentschlossenheit, in der Erwartung auf irgend ein klärendes Etwas so lange verzögert, bis die Stabilisierung, die hohen Zinssätze, die niedrigen Kohlenpreise, Stromangebote aus der Schweiz und die Einzelbestrebungen ungünstige Einstellung des Badenwerks die Hoffnung auf baldige Verwirklichung schwinden ließen.

Das bedeutendste seit Kriegsende in Betrieb genommene Werk ist das Schwarzenbachwerk, der zweite Ausbau des Murgwerks, vom Badenwerk in den Jahren 1921 bis 1926 erstellt.

Von einigen industriellen Anlagen an der Tauber, Enz, Murg, Aach und Wutach abgesehen, sind sämtliche seit Kriegsende erstellten nennenswerteren Werke Hochdruckwerke mit erheblichen, zum Teil für Deutschland höchsten Gefällen. Mit dem Ausbau dieser Hochdruckstufen ging die Schaffung mehr oder minder großer Speicherbecken Hand in Hand.

II. Für die Überlandversorgung arbeitende Hochdruckwerke.

1. Das Murg- und Schwarzenbachwerk.

Das Murgwerk, der sogenannte erste Ausbau, erbaut in den Jahren 1913 bis 1918 vom badischen Staat, nutzt das Gefälle der Murg auf der Strecke zwischen der badisch-württembergischen Landesgrenze und Forbach mit 147 m aus (Abb. 1).[2] An der Fassungstelle bei Kirschbaumwasen ist die Murg zu einem Tagesspeicher von 320 000 m³ Nutzinhalt bei 17 m größter Höhe durch ein Wehr mit erhöhter Grundschwelle gestaut, über der zwischen gemauerten eisenbewehrten Pfeilern zwei Hauptöffnungen und ein Grundablaß von 10 bezw. 12 m hohen zweiteiligen eisernen Schütztafeln verschlossen werden. Drei in dem rechten

[1]) Vergl. Köbler, E. T. Z. 1926, Heft 43 und 44. Die Elektrizitätsversorgung Badens.

[2]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1923, Heft 32, S. 313.

Landpfeiler eingebaute selbsttätige Saugüberfälle verhindern eine Überstauung des bis zur württembergischen Landesgrenze reichenden Stauzieles. Nach Durchfließen eines Klärbeckens (2 · 60 m lang und 36 m² Querschnitt) gelangt das Betriebswasser in den 5540 m langen Murgstollen von 8,2 m² Querschnitt. Der Stollen zieht fast durchweg im gesunden Fels (Granit), ist ausbetoniert und mit Glattstrich verputzt. An der Unterfahrung der Raumünzach werden bis zu 4,4 m³/Sek. durch einen senkrechten, mittels selbsttätiger gesteuerter Fallschützen verschließbaren Einfallschacht in den Murgstollen eingeleitet. Vom Stollenende bei Forbach leiten zwei eiserne, je 425 m lange, offen verlegte Druckrohre (2200 mm bis 1550 mm Durchm.) das Wasser zum Krafthause neben der Murg (Abb. 2). Die Höchstgeschwindigkeit im Rohr beträgt 5,5 m/Sek. Bemerkenswert ist, daß die wassergasüberlapptgeschweißten Siemens-Martin-Rohre auf der untersten Strecke wegen unzuverlässiger Gründung dreimal auf je 20 m Spannweite freitragend auf tiefgegründeten Pfeilern liegen. Im Krafthause sind fünf Francis-Spiralturbinen mit unmittelbar gekuppelten Drehstromerzeugern von zusammen 21 111 kW höchster Leistung aufgestellt, entsprechend einer Ausbauwassermenge von 20 m³/Sek. Der Unterkanal mündet in das 230 000 m³ fassende Ausgleichbecken, von wo das Wasser durch ein Niederdrucklaufwerk von 1000 kW höchster Leistung (zwei in Stirnkessel eingebaute, zeitweise als Heberturbinen arbeitende Zwillingsturbinen) reguliert der Murg zurückgegeben wird.[3]) Das erfaßte Einzugsgebiet beträgt 297 km², der durchschnittlich nutzbare Zufluß rd. 10 m³/Sek. Das Murgwerk erzeugt im Mittel 67 Mill. kWh/Jahr.

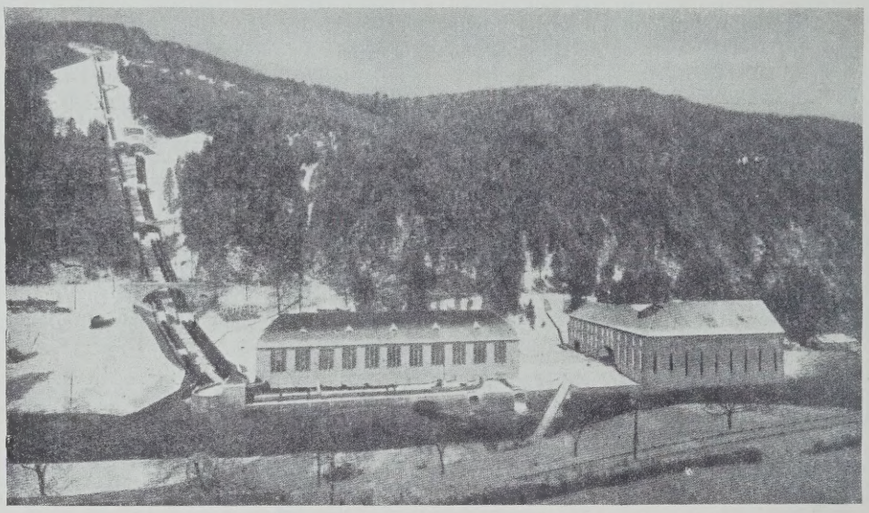


Abb. 2. Murg- und Schwarzenbachwerk bei Forbach. Wasserschlösser, Rohrleitungen, Kraft- und Schalthaus.

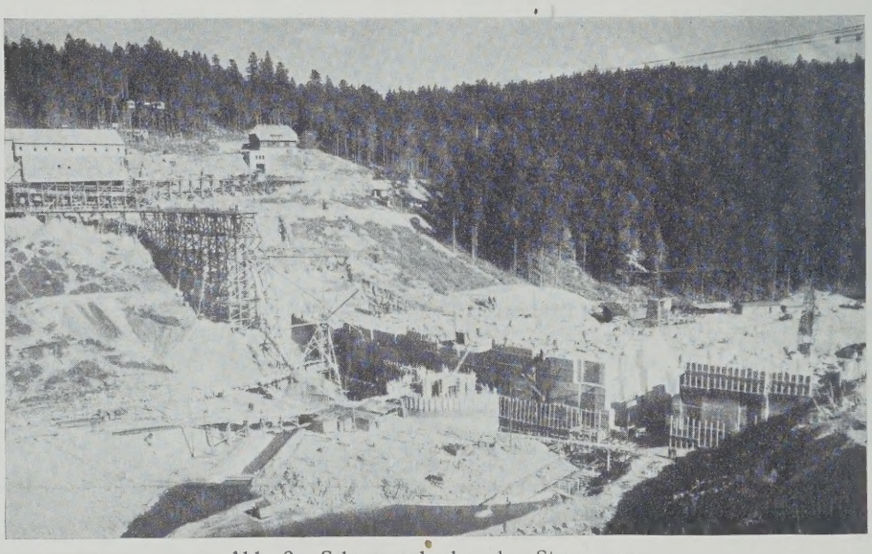


Abb. 3. Schwarzenbachwerk. Staumauer.

Der zweite Ausbau, das Schwarzenbachwerk, wurde im Jahre 1922 begonnen. Eingehende Untersuchungen über die zweckmäßigste Gesamtlösung und bauliche Einzelausbildungen, besonders der Sperre, haben eine frühere Bauinangriffnahme verhindert, so daß der größte Teil der Arbeiten erst nach Stabilisierung der Mark ausgeführt werden konnte. Dieser zweite Ausbau, als Ergänzung des Tagesspeicherwerkes gedacht, sollte ursprünglich zwei kommunizierende Speicherbecken im Schwarzenbach- und Raumünzachtal aufweisen. In rechtzeitiger Erkenntnis, daß es sich hier nicht wie in der Schweiz darum handeln kann, um jeden Preis Beckenraum zu schaffen, wurde der Bau des hinteren Raumünzachbeckens aufgegeben, das sogenannte Schwarzenbachwerk allein als zweite Baustufe, die Beileitung des oberen Raumünzachgebietes in das Schwarzenbachbecken als dritte Bauetappe im Jahre 1925 in Angriff genommen[4]) (Abb. 1).

Das Schwarzenbachwerk arbeitet mit einem nutzbaren Gefälle von durchschnittlich 350 m. Die 67 m hohe Talsperre (größte Fußbreite 50 m, Kronenlänge 380 m) hat einen Mauerinhalt von rd. 290 000 m³ bei 15 Mill. m³ Nutzinhalt und ist als Gußbetonsperre ausgeführt (Abb. 3). Vier Kabelkrane von je 450 m Spannweite hatten den Beton und die Blockeinlagen (20 %) bis zu 2 m³ Größe zu fördern. Bemerkenswert war die in einem 20 m hohen Gebäude vereinte und hintereinandergeschaltete Brecheranlage und Betonzubereitung;[5]) die Leistungsfähigkeit der Gesamtanlage betrug 750 m³/Tag. Zu erwähnen sind noch mit Kupferblech gedichtete Dehnungsfugen, besondere Behandlung der Gründungssohle durch Zementeinpressungen und Versuche mit Stahlbeton. Die wasserseitige Dichtung wurde im unteren Teil durch Asphalt, im oberen durch Torkretüberzug bewirkt, jeweils durch eine besonders vorgesetzte Mauer geschützt. Ein Dränagenetz und ein Beobachtungsstollen in der Mauer vervollständigen die Dichtungsmaßnahmen. Über einen Entnahmeturm gelangt das Wasser durch ein Eisenbetonrohr von $d = 3{,}0$ m (6 at) in den 1740 m langen unter 6 at größtem Druck stehenden Stollen. Die Dichtung des ebenfalls im Granit liegenden kreisförmigen Stollens von 3,2 m³ Nutzquerschnitt geschah in gutem Gebirge durch einen Stampfbetonmantel von durchschnittlich 30 cm Stärke mit Torkretputz. In schlechten Gebirgsstrecken ist ein Eisenbetontorkretmantel vorgelegt. Das Stollenende befindet sich an der Lindenhalde bei Forbach in geradliniger Fortsetzung der Rohrbahn des ersten Ausbaues. Das Wasserschloß ist aus dem Gebirge ausgesprengt und hat bei 70 m Tiefe einen Durchmesser von 10 bis 13 m bei 6000 m³ Fassungsraum. Auskleidung: Stampfbeton durchschnittlich 50 cm stark mit Torkretputz. Das Schwarzenbachwerk erhielt zunächst eine Rohrleitung von 880 m Länge bei 2000 bis 1600 mm Lichtweite und bis 7 m/Sek. größter Wassergeschwindigkeit entsprechend einer Höchstwassermenge von 14 m³/Sek. Die ebenfalls offen verlegten Rohre haben Niet- bezw. Hochdruckflanschverbindungen; die größte Rohrneigung beträgt 63 °.

In einer Verlängerung des bestehenden Hochdruckkrafthauses sind vorläufig zwei Drillings-Freistrahlturbinen mit je zwei Düsen untergebracht, die jeweils unmittelbar gekuppelt sind mit einem Drehstromgenerator von zusammen 46 000 kVA (10 kV). Ein Maschinensatz ist noch mit einer Speicherpumpe gekuppelt, die aus zwei parallel geschalteten, mit verstellbarem Leitapparat ausgerüsteten Einzelpumpen für je 1 m³/Sek. Förderleistung besteht. Die Pumpe dient zur Speicherung von Murgwasser im Schwarzenbachbecken mittels eigener oder fremder (Oberrhein- oder Braunkohlenstrom) Überschußkraft. Das Förderwasser wird der Speicherpumpe unmittelbar aus der Rohrleitung des Murgwerkes mit 15 at zugeführt. Die Förderhöhe in das Schwarzenbachbecken schwankt somit zwischen 180 und 250 m. Die größte Aufnahmeleistung dieser zweistufigen Pumpe beträgt rd. 8300 PS.

Das Einzugsgebiet des Schwarzenbachwerkes beträgt rd. 24,3 km², die mittlere Wasserlieferung etwa 1 m³/Sek. Die mittlere Jahreserzeugung einschließlich veredelter Überschußarbeit wird zu 27 Mill. kWh veranschlagt. Die vorläufige Inbetriebnahme des Schwarzenbachwerkes fand statt im Dezember 1924, die endgültige nach Fertigstellung der Sperre im Sommer 1926.

Im Bau befindet sich zurzeit noch die Raumünzachüberleitung (Abb. 1).

[3]) Vergl. Treiber, V. D. I. 1923, Bd. 67, Nr. 18. Die Maschinenanlagen des Murgwerkes.

[4]) Vergl. Ludin, Wasserkraft 1920, S. 140. Murgwerk II. Ausbau, eine neue Lösung für Hochdruckwerke mit kommunizierenden Becken; ferner Köbler, Bauingenieur 1926, Heft 38. Beckenbewertung.

[5]) Vergl. Enzweiler, V. D. I. 1924, Bd. 68, Nr. 27/28. Die Fördereinrichtungen beim Bau der Schwarzenbachtalsperre.

Als Hauptverbindungsstollen vom Raumünzach- zum Schwarzenbachtal ist ein Freispiegelstollen mit Torkretputz bei 5,35 m² Querschnitt und 9 m³/Sek. größter Wasserführung im Bau. Die Fassung der Raumünzach geschieht durch Einzelfassung der Quellbäche, des Hundsbaches und der Biberach. Diese Abflüsse werden zusammengeführt durch Freispiegelstollen, Dücker, Hangleitungen; Abflüsse zahlreicher Quellgebiete werden den Haupt- und Sammelleitungen an geeigneten Punkten zugeführt, so daß sich ein ganzes Zubringersystem von fast 10 km Länge ergibt. Bemerkenswert ist der in Holzrohren von 1,5 m im Durchmesser bei 3,0 at Innendruck ausgeführte Dücker von etwa 400 m Gesamtlänge. Das auf diese Weise erfaßte Einzugsgebiet beträgt rd. 26,5 km², die mittlere Jahreserzeugung daraus rd. 29 Mill. kWh.

Das Murg-Schwarzenbach-Werk ist zurzeit das einzige Hochdruckspeicherwerk Badens von Bedeutung. Bis Kriegsende waren andere Hochdruckwerke für die Überlandversorgung mit nennenswerten Leistungen nicht in Betrieb.

Die nach Kriegsende durch private Initiative in den meisten Fällen von Gemeinden erbauten Anlagen sind in untenstehender Zahlentafel gekennzeichnet.[6])

Das wirtschaftlich Gemeinsame dieser Werke ist, daß die Mehrzahl der bedeutenderen erst nach der Stabilisierung der Mark in Betrieb kam, daß also die Inflation nicht voll ausgenutzt werden konnte. Darin ist die hier gegebene Auswahl auch bezeichnend für zahlreiche kleinere kommunale oder industrielle Anlagen, die hier nicht besonders aufgeführt sind. Im folgenden sollen nun lediglich einige bemerkenswerte Ausführungen und Erfahrungen bekanntgegeben werden, die von den Anlagen O. Z. 4 bis 10 zu berichten sind. Wegen weiterer Einzelheiten wird auf etwa bereits veröffentlichte Beschreibungen verwiesen.

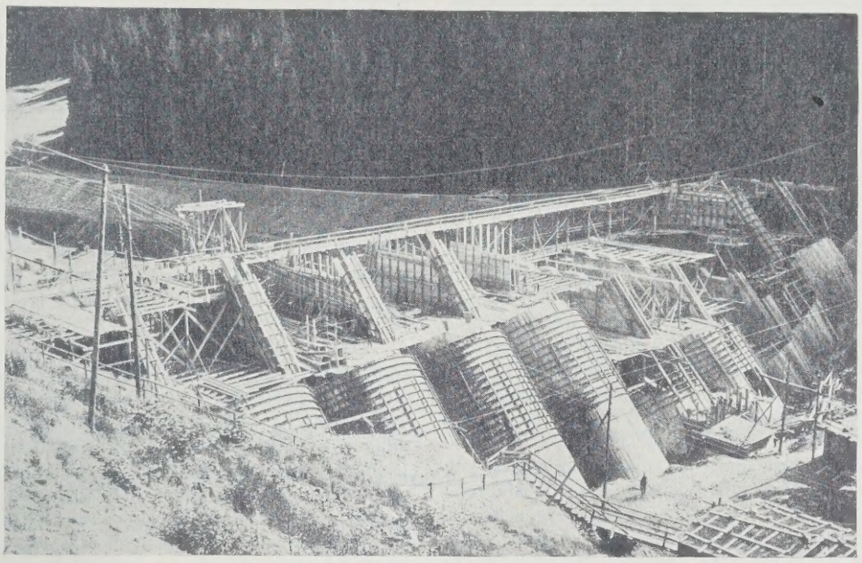


Abb. 4. Kraftwerk Vöhrenbach. Staumauer.

Die Inangriffnahme der Bauten während der Inflationszeit und die Kleinheit der einzelnen Bauwerke, die weit mehr wirtschaftliches Bauen verlangen als größere Anlagen, machten es dem beratenden Ingenieur zur Pflicht, namentlich Zement und Eisen sparende Bauweisen zu prüfen und gegebenenfalls auszuführen. Dabei handelte es sich hauptsächlich um die Ausbildung von Wehren bezw. Talsperren und Rohrleitungen. Bei ersteren konnte als Ersatz einer Schwergewichtmauer aus Beton irgend eine der aufgelösten Eisenbetonsperren, Mauern aus Trockenmauerwerk oder Erddämme, bei Rohrleitungen Holz oder Eisenbeton statt Eisen in Frage kommen.

Werk	Inbetriebnahme	Ausbau PS	Gefälle m	Speicherinhalt 1000 m³	Art	Jahreserzeugung Mill. kWh	Besonderheiten
1. Köhlgartenwiese	1920	360	43	28	T	2,85	—
2. Wachtkraftwerk	1922	155	83	12	W	0,70	Ben. eines alten Schwallweihers
3. Brändbachwerk	1922	416	63	1250	J	0,70	—
4. Vöhrenbach	1925	1270	81	1100	J	1,6	Eisenbetonsperre
5. Itterwerk, obere und untere Stufe	1923	1520	30+4,2	90	T	5,0	Erddamm, Eisenbetondruckrohr
6. Werk der Gem. Lauf	1924	425	198	4	T	1,6	Holzdruckrohre bis 8 at
7. Werk der Gem. Sasbachwalden	1925	325	305	2,5	T	0,9	Holzdruckrohre bis 8 at
8. Werk der Gem. Gausbach	1925	500	200	—	L	2,2	Vianinirohre
9. Zweribachwerk	1925	1560	477	10,2	T	3,6	Höchste Gefällstufe Deutschlands; Speicherpumpe
10. Speicherkraftwerk Überlingen	1925	850	112	1500	J	0,7	natürl. See; Druckrohrbrüche

Erklärung: L = Laufwerk; T = Tagesspeicher; W = Wochenspeicher; J = Jahresspeicher.

[6]) Bei den unter 5 bis 10 genannten Anlagen war der Verfasser (in Firma Ingenieurbureau Ludin A.-G.) mit Entwurfsbearbeitung, Bauleitung oder Begutachtung tätig.

2. Das Werk der Gemeinde Vöhrenbach.

Die für die Wasserkraftanlage der Gemeinde Vöhrenbach erstellte Eisenbetonsperre hat nur bautechnisches Interesse als erste aufgelöste Bogensperre in Deutschland; wirtschaftlich betrachtet, verträgt das Werk weder einen Jahresspeicher noch eine Talsperre. Unvorhergesehene Gründungsschwierigkeiten, durch den Bruch der Glenosperre verursachte Vorsicht der Behörden, haben den ersten Entwurf nicht unwesentlich umgestaltet. Die Sperre (Abb. 4) hat eine größte Höhe von 29 m über der Gründungssohle und eine Kronenlänge von 150 m. Sie ist aufgelöst in 13 Öffnungen von je 10,8 m Spannweite. Die Innenflächen der Gewölbe sind zylindrisch. Die Leitlinie ist ein Kreisausschnitt von 130° Zentriwinkel und 5,2 m Halbmesser. Die Erzeugenden haben eine Neigung von 3:4, die Gewölbestärke wächst von 0,6 m oben bis 1,6 m unten; die Pfeilerstärke entsprechend von 0,8 m bis 1,2 m. Die Gewölbe greifen mit einem Sporn von 2 m in den gewachsenen Felsen ein. Die Dichtung der Wasserseite geschah durch Drahtnetz und Torkretierung. Wegen weiterer konstruktiver und baulicher Einzelheiten wird auf die verschiedenen Veröffentlichungen verwiesen.[7]) Von höherem Interesse als statische und konstruktive Fragen sind die wirtschaftlichen Baubedingungen. Das Streben nach möglichst zweckmäßiger Verwendung des Baustoffes hat von dem weit unterbeanspruchten Dreieckquerschnitt der Schwergewichtmauer zum Zellensystem, zur Einzelgewölbesperre, zum Ambursendamm und schließlich zur Gewölbereihenbauweise geführt. In Europa hat die aufgelöste Bauweise, von besonderen Verhältnissen abgesehen (z. B. Tirso auf Sardinien), nur schwer Eingang gefunden. Die anläßlich der Ausarbeitung des Schwarzenbachwerkes angestellten Kostenvergleiche ergaben für eine aufgelöste Gewölbereihensperre zwar eine Massenersparnis von 50%, dagegen eine Kostenersparnis von nur 5 bis 10%. Im allgemeinen dürften die Betonmassen der aufgelösten Sperre etwa $^1/_3$ der entsprechenden Schwergewichtmauer ausmachen; eine wesentliche Kostenersparnis wird sich aber nur in den seltensten Fällen nachweisen lassen, da der erhöhte Aufwand für Schalung, Eisen und meist Schotteraufbereitung, besonders auch erhöhte Pfeilergründungskosten den Vorsprung wieder aufheben. Weitere Vorteile können mit der aufgelösten Sperre nicht erzielt werden. Die Ersparnis an Bauzeit ist in wenigen Fällen allein ausschlaggebend; im Gegenteil geben auch Gefühlsmomente (der Sicherheit) und ästhetische Überlegungen (unschöne Sicht in die Unterseite der Gewölbe) der bisher dieser Bauweise gegenüber geübten Zurückhaltung recht.

Das Werk der Gemeinde Vöhrenbach weist mit einer Eisenbetondruckrohrleitung mit „Holzseele“ eine weitere Besonderheit auf.[8]) Als Kernschalung während des Baues und als Dichtungselement im Betrieb soll das Holz eine doppelte Aufgabe erfüllen und gewisse Nachteile des reinen Eisenbetonrohres aufheben. Die Rohrleitung ist 1660 m lang und steht unter einem Innendruck von 2,3 at. Die Dauben aus Fichtenholz, außen zur Erzielung eines gewissen elastischen Mittels zwischen Holz und Beton mit Inertol gestrichen, wurden zusammengebaut, die Umschnürung darum zugerichtet, das Ganze frei aufgehängt und der 8 cm starke Betonmantel darumgegossen. Die Ausführung ist ein Versuch geblieben, der sich bis jetzt allerdings bewährt haben soll. Als Schalung für den Bau des Rohres und als Dichtung für das nicht leicht herzustellende Eisenbetonrohr ist die ganze Anordnung zu teuer und die tatsächliche Übernahme der Aufgabe als Dichtungsmantel durch das Holzrohr zu ungewiß.

[7]) Bauingenieur 1923, Heft 4; Beton u. Eisen 1924, Heft 2 u. 3; Deutsche Wasserwirtschaft 1924, Heft 2; „Die Bautechnik“ 1923, Heft 3.

[8]) Vergl. Bechtel, Bauingenieur 1924, Heft 7. Neuere Ausführung von Eisenbetondruckrohrleitungen.

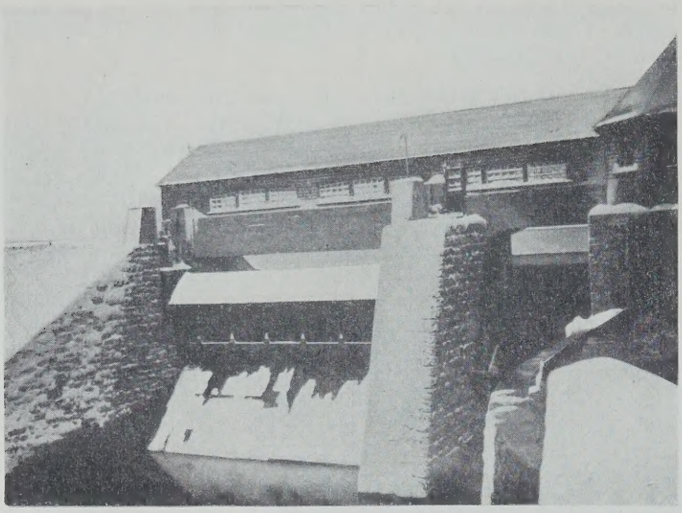


Abb. 5. Itterwerk. Hochwasserdurchlaß.

3. Das Itterwerk des Kreises Mosbach.

Das Itterwerk ist eine der wenigen Anlagen, die in der Inflationszeit begonnen und vollendet wurden. Die Schwierigkeit der Geld- und Baustoffbeschaffung, die beschleunigte Arbeit haben auch diesem Werk einen Stempel aufgedrückt, der wirtschaftlich und bautechnisch interessiert. Die Grundlage der Finanzierung war ein Stromvertrag mit dem Badenwerk, das sich verpflichtete, die gesamte Stromerzeugung zu einem Preise abzunehmen, der für die damaligen Verhältnisse hoch war. Trotzdem war die damit auf den Augenblick errechnete Rentabilität des Werkes wegen der im allgemeinen ungünstigen natürlichen Bedingungen im Odenwald mäßig. Der energiewirtschaftlich unbedingt nötige Speicher, sowie ein rd. 2800 m langer Oberwasserkanal für eine Ausbauwassermenge von 4,4 m³/Sek. zur Erschließung eines Nutzgefälles von rd. 30 m, mehr noch verschiedene erst während des Baues bemerkte Geländeschwierigkeiten verteuerten die Anlage. Aus betriebstechnischen und energiewirtschaftlichen Gründen (Turbinenregelung, Gefällverhältnisse) wäre die Ausführung der Hangleitung als Rohr vorteilhafter gewesen. Kostenvergleiche ergaben aber, daß nur ein offener betonierter Hangkanal mit Trapezprofil in Frage kam, da für das ebenfalls angebotene Eisenbetonrohr schwer zu beschaffende Eisenmengen und einwandfreier Zement erforderlich waren, und das allein billiger angebotene Holzrohr damals Anspruch auf Zuverlässigkeit mangels genügender Erfahrung nicht erheben konnte.

Der Aufstau der Itter, eines Flusses mit 2,35 m³/Sek. Mittel- und 80 m³/Sek. Hochwasserführung (140 km² Einzugsgebiet), wurde durch einen Erddamm mit eingebautem Hochwasserdurchlaß ausgeführt. Geeignetes Material für die Dammschüttung konnte bei einer Straßenverlegung in unmittelbarer Nähe gewonnen werden; Lehm zur Dichtung war weiter herbeizuführen. Die größte Dammhöhe über Gelände beträgt 7,5 m, die größte Fußbreite 33 m bei 3 m Kronenbreite, luft- und wasserseitige Böschungsneigung 1 : 2. Das Dammlager wurde nach Abtrag des Mutterbodens parallel zur Dammachse abgetreppt aufgerissen. Die Dichtung geschah durch eine sorgfältig gestampfte und eingeschlämmte, durchschnittlich 0,8 m starke, durch Kiesschicht geschützte Lehmlage von 0,7 bis 1,2 m Stärke, normal zur wasserseitigen Böschung gemessen. Eine Platte von 0,25 m Stärke deckt auf etwa 20 m die anschließende Sohle des Beckens, während ein 1,2 m starker Sporn im Durchschnitt 4 m in den Untergrund eingreift. In Anbetracht der geringen Wasserhöhe verzichtete man auf Anschluß an in erträglicher Tiefe nicht anstehenden Felsen. Bei der Probefüllung zeigten sich anfängliche Undichtigkeiten, die vermutlich davon herrührten, daß die Lehmlage auf der wasserseitigen Böschung infolge ungleichmäßigen Setzens des Dammes gerissen war, ein Nachteil dieser Bauweise gegenüber der Lehmkerndichtung, gleichzeitig jedoch ein nicht zu unterschätzender Vorteil wegen der verhältnismäßig leichten Ausbesserungsmöglichkeit. Die Dammkrone liegt 1,23 m über Stauziel. Um Überstauungen und ein Überströmen des Dammes zu verhüten, wurde ein Hochwasserdurchlaß in Gestalt eines durch Schwimmerregelung selbsttätig gesteuerten Rollschützes von 10,0 bis 3,25 m sowie ein durch Segmentwehr abgeschlossener Grundablaß von zusammen 200 m³/Sek. Durchlaßfähigkeit eingebaut (Abb. 5). Das eiserne Rollschütz sitzt auf einer 2 m hohen festen Wehrschwelle (auf Findlingen gegründet), das Segmentschütz öffnet einen Querschnitt von 2,8 m Höhe und 3,5 m Breite im Anschluß an eine Eisenbetontauchwand von 2,95 m Höhe. Die obersten 40 cm bis zum Stauziel verschließt ein senkbares Holzschütz (Treibeis). Die wasserverschwendende Selbstregelung hat sich nicht als zuverlässig erwiesen, so daß nachträglich ein Dammwärter zur Regelung des Wasserstandes im Becken und zur Bewachung des Oberkanals eingestellt wurde. Das an den Hochwasserdurchlaß anstoßende Sturzbett von 14 m Länge erhielt zum Schutze gegen Unterkolkung an seinem Ende einen Sporn von 2 m Tiefe. Außerdem wurden anschließend an das Sturzbett mehrere Reihen Felsblöcke von 1,0 bis 1,5 m³ Inhalt, mit Ketten in sich beweglich zusammengehängt, in das Bachbett verlegt. Diese Sicherung hat nicht standgehalten und mußte durch zahnartig in Beton versetzte, energievernichtende Blöcke ersetzt werden.

Die Sohle des Einlaufs liegt 3 m über der Beckensohle; der Verschluß geschieht durch ein Holzgleitschütz durch Fernsteuerung vom Krafthause aus auf Grund der Fernmeldung von drei zwischen Einlauf und Wasserschloß verteilten Wasserstandzeigern regelbar. Zur Sicherung gegen Überströmung der Kanalböschungen ist nahe beim Einlauf zunächst ein 14 m langer Freilauf angeordnet.

Der 2800 m lange Hangkanal wurde, abgesehen von einer 150 m langen, als überdecktes Gewölbeprofil ausgeführten Strecke, trotz der teilweisen Steilheit des Geländes (Neigung 1 : 1) als offener Hangkanal mit Trapezprofil, 1,0 bis 1,75 m Sohlenbreite bei 1,5 m Wassertiefe und einfüßigen Böschungen ausgeführt. Das Sohlengefälle wurde auf die letzten 1000 m derart verstärkt, daß eine Absenkung des Wasserspiegels um 0,5 m einen Speichervorrat von rd. 4000 m³ für plötzlichen Spitzenbedarf verfügbar macht. Der Böschungs- und Sohlenschutz bestand zuerst durchweg aus einem 15 cm starken Gestück, aus Sandsteinfindlingen gesetzt, überspannt mit Drahtnetz bis 20 cm über dem Wasserspiegel. Darauf wurde eine 5 cm starke Feinbetonschicht nach Ausgießen der Gestückfugen aufgetragen und mit der Scheibe abgerieben. Der Kanal ist überall im Gelände so eingeschnitten, daß der Wasserspiegel unterhalb des gewachsenen Bodens liegt. Er erreichte beim Bau nur an zwei Stellen den Fels, der sich als stark zerklüftet erwies (unterer und mittlerer Buntsandstein). Bei der Probefüllung trat nun an mehreren Stellen ein Bruch der Sohle ein (Abb. 6). Es zeigte sich, daß der hier beim Bau nicht angeschnittene Fels sehr nahe unter der

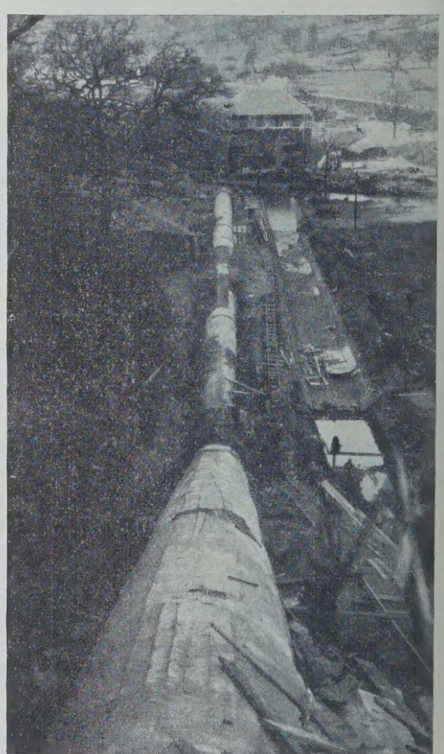


Abb. 8. Itterwerk. Eisenbetondruckrohrleitung.

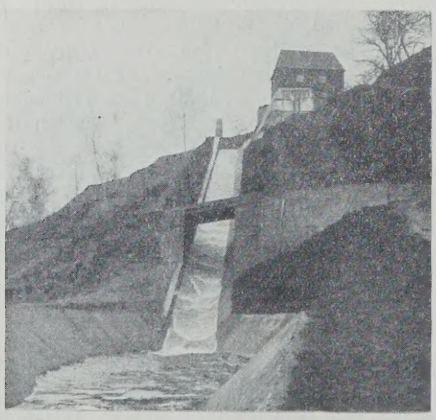


Abb. 7. Itterwerk. Wasserschloß mit Schußrinne.

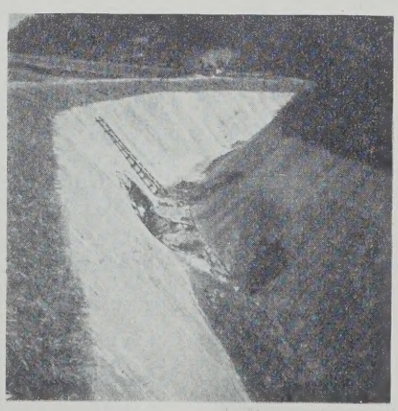


Abb. 6. Itterwerk. Kanaleinbruch.

Sohle lag und zum Teil mannstiefe und -breite Klüfte aufwies. Zur Sicherung gegen weitere mögliche Einbrüche wurden die gesamten letzten 1000 m vor dem Wasserschloß mit einer Eisenbetonschale ausgekleidet, was ohne Beeinträchtigung der Wasserführung geschehen konnte, da der Kanal auf dieser Strecke vertieft war.

Eine weitere Besonderheit beim Bau des Kanals ergab sich noch bei der Durchquerung der Grenze des mittleren und oberen Buntsandsteins in dem sogenannten Eckschen Geröllhorizont. Durch die Aufschüttung eines neben der Kanaltrasse talwärts vorbeiführenden Bahndammes war das bergseitig abfließende Grundwasser gestaut worden und hatte den Boden völlig durchweicht. Durch Einpacken von Felsbrocken wurde der Boden verdichtet, durch eine Dränage auf der Sohle außerdem entwässert, so daß der Kanal auf einer biegungsfesten Platte aus Eisenbeton hergestellt werden konnte.

Am Wasserschloß befindet sich ein Heber von 4 m³/Sek. Leistungsfähigkeit. Er mündet in eine 70 m lange Schußrinne, die mit einer Neigung 1 : 2,7 in das 25 m tiefer liegende Tosbecken endigt. Die Walzenbildung ist durch den Einbau einer Beyerhausschen Schwelle gesichert (Abb. 7).

Bemerkenswert ist noch die Druckrohrleitung in Eisenbeton mit einem Innendurchmesser von 1,8 m und einem größten statischen Innendruck von rd. 3 at (Abb. 8). Die Erfahrungen der damals einzig bekannten ähnlichen Ausführung beim Glammbockwerk bei Stolp in Pommern waren nicht ermunternd. Es hatten sich nach Inbetriebnahme starke Risse und Undichtigkeiten gezeigt, die anfänglich zu einer Betriebseinstellung zwangen. Es waren Querrisse, die auch später immer wieder im Winter auftraten. Das Rohr war im Sommer betoniert worden. Zur Verhinderung derartiger Mängel wurde die Betonierung des Itterdruckrohres in den Monaten Dezember bis Februar bei Temperaturen um 0°, auch bei leichtem Frost ausgeführt. Die Bewehrung bestand aus Siemens-Martin-Stahl mit geringerer Dehnungsfähigkeit als das gewöhnliche Moniereisen. Das Rohr ist doppelt bewehrt; die Wandstärke beträgt ohne Putz je nach Wasserdruck 12 bis 16 cm. Vor Aufbringen der Innendichtung wurde das Rohr mit dem statischen Druck abgepreßt, um etwaige bleibende Dehnungsrisse ohne Beeinträchtigung des Putzes hervorzurufen. Es zeigte sich, daß meist im Rohrscheitel fast aller Betonierungsstöße geringe Undichtigkeit auftrat (der Wasserverlust betrug nach mehrtägigem Abpressen insgesamt 0,15 l/Sek.). Das Rohr wurde dann mit einem doppelten 2 cm starken Putz und mit dreimaligem Inertolanstrich versehen. Nach der endgültigen Füllung bildete sich nur an einer Stelle ein Querriß, der sich jeweils bei Eintritt kälterer Witterung öffnete. Später wurde eine Dichtung durch innen wulstförmig aufgebrachte Mammutemulsion, bis jetzt mit Erfolg, versucht.

Das unterhalb des Itterwerks und mit ihm in Takt arbeitende sogenannte untere Itterwerk weist als Besonderheit lediglich ein Kruppsches Rädergetriebe für 210 PS bei 184/750 Umdrehungen auf.[9]) (Schluß folgt.)

[9]) Vergl. Treiber, Wasserkraftjahrbuch 1924. Über Getriebe bei Wasserkraftanlagen.

Ergebnis des engeren Ausschreibens zur Erlangung von Entwürfen für den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim zum Ersatz der Schiffbrücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. ehr. Dr. techn. h. c. **Schaper.**

(Fortsetzung aus Heft 11.)

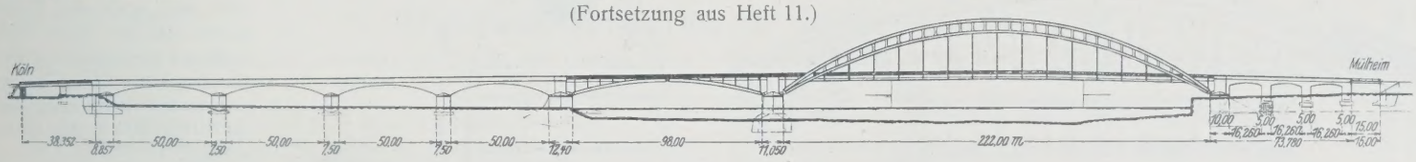


Abb. 32. Entwurf: „Bogen". Übersicht der Brücke.

9. Entwurf: „Bogen" (Abb. 32). Verfasser: Flender A.-G., Benrath, für die eisernen Überbauten; Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Düsseldorf, für die Massivbauten und Unterbauten; Dr. Koerfer, Köln, für den künstlerischen Teil.

Bei dem Entwurf „Bogen" wird der Rhein in zwei Öffnungen von eisernen Bogenträgern überspannt, und zwar in der Hauptstromöffnung auf der rechten Rheinseite von einem sich hoch über die Fahrbahn erhebenden, 222 m weit gespannten Sichelbogenträger mit Rahmenausfachung und in der kleinen Stromöffnung von einem unter der Fahrbahn liegenden, 98 m weit gestützten vollwandigen Dreigelenkbogen. Das linksrheinische Flutgebiet wird von vier äußerlich bogenförmig gestalteten Eisenbetonüberbauten von je 50 m Lichtweite überbrückt. Über der Mülheimer Freiheit, der linksrheinischen Hafenbahn und dem Deichweg liegen Blechträgerüberbauten. Zur Überbrückung der Mülheimer Werft schließen sich an den großen Stromüberbau drei Eisenbetonbogen von 16 m Lichtweite an.

Der Bogenträger des großen Stromüberbaues ist ein Bogen ohne Zugband. Von den Kämpferlagern bis zu den Stellen, wo er die Fahrbahn durchdringt, ist er vollwandig, darüber hinaus gegliedert und mit Rahmenausfachung versehen. Die lotrecht gemessene Bogenhöhe (Abstand der Gurtnetzlinien) beträgt am Kämpfer 1,1 m und im Scheitel 6 m. Die Netzlinie des Untergurtes liegt im Scheitel 31,5 m über den Kämpfern. Der Abstand der Hängestangen in der Längsrichtung der Brücke beträgt 12,948 m. Über jedem Hängestangenanschluß und zwischen je zwei solcher Anschlüsse ist ein Rahmenpfosten angeordnet (Abb. 33). Die Ober- und Untergurte gehen ununterbrochen über die Pfostenanschlüsse weg, die Pfosten sind unter starker Verbreiterung ihrer Querschnitte auf die inneren Wandungen der Gurtungen hinaufgeführt. Der Mittenabstand der beiden Hauptträger mißt 26,2 m.

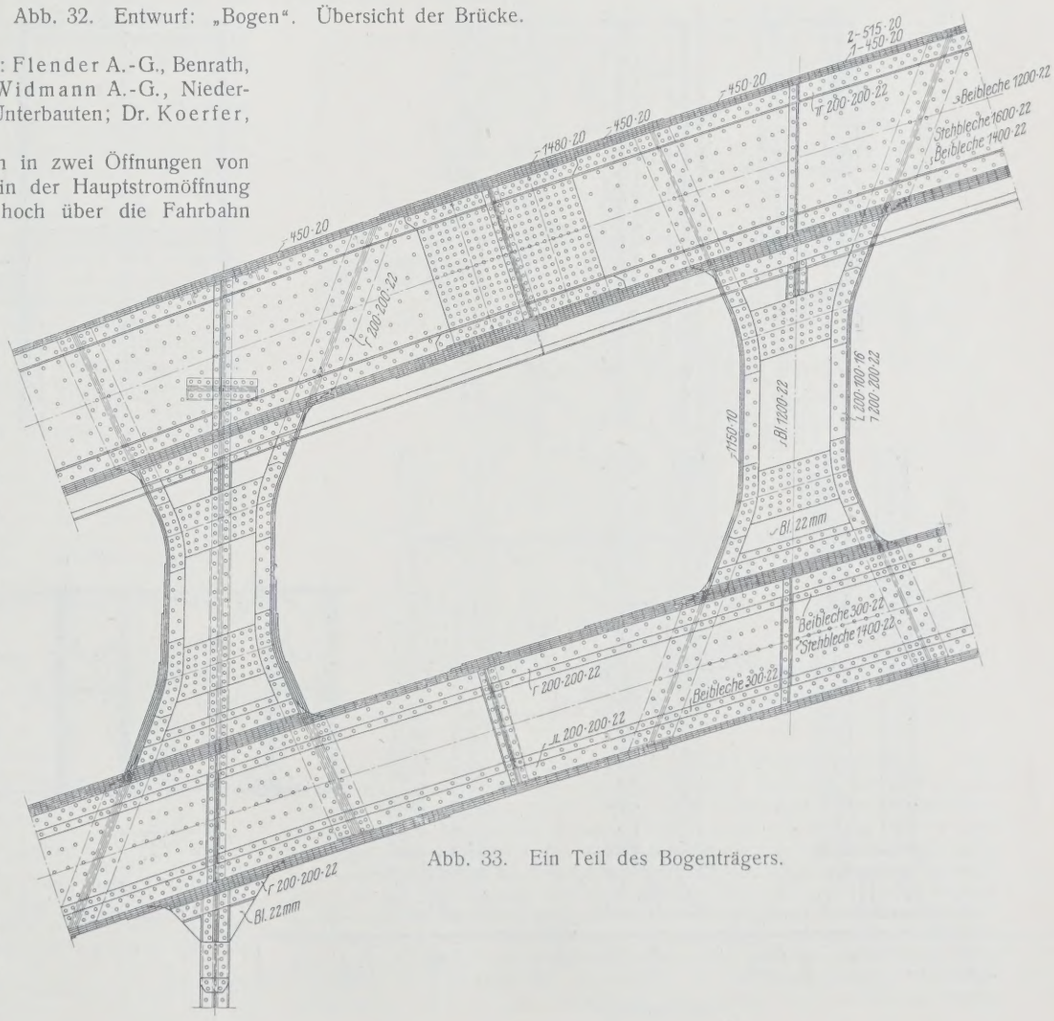


Abb. 33. Ein Teil des Bogenträgers.

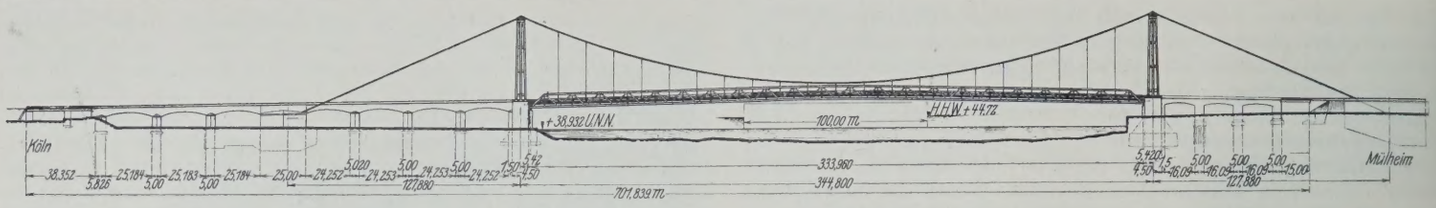


Abb. 34. Entwurf: „Freier Strom". Übersicht der Brücke.

An die Hängestangen sind die Hauptquerträger angeschlossen, an diese vier Hauptlängsträger, von denen zwei in den Ebenen der Hauptträger liegen und zwei die Straßenfahrbahntafeln von dem Schotterbett der späteren Schnellbahn trennen. Zwischen je zwei Hauptquerträgern sind zwei Zwischenquerträger angeordnet, die die Zwischenlängsträger stützen. Die Windverbände sind so gestaltet, wie es bei großen Bogenträgern üblich ist.

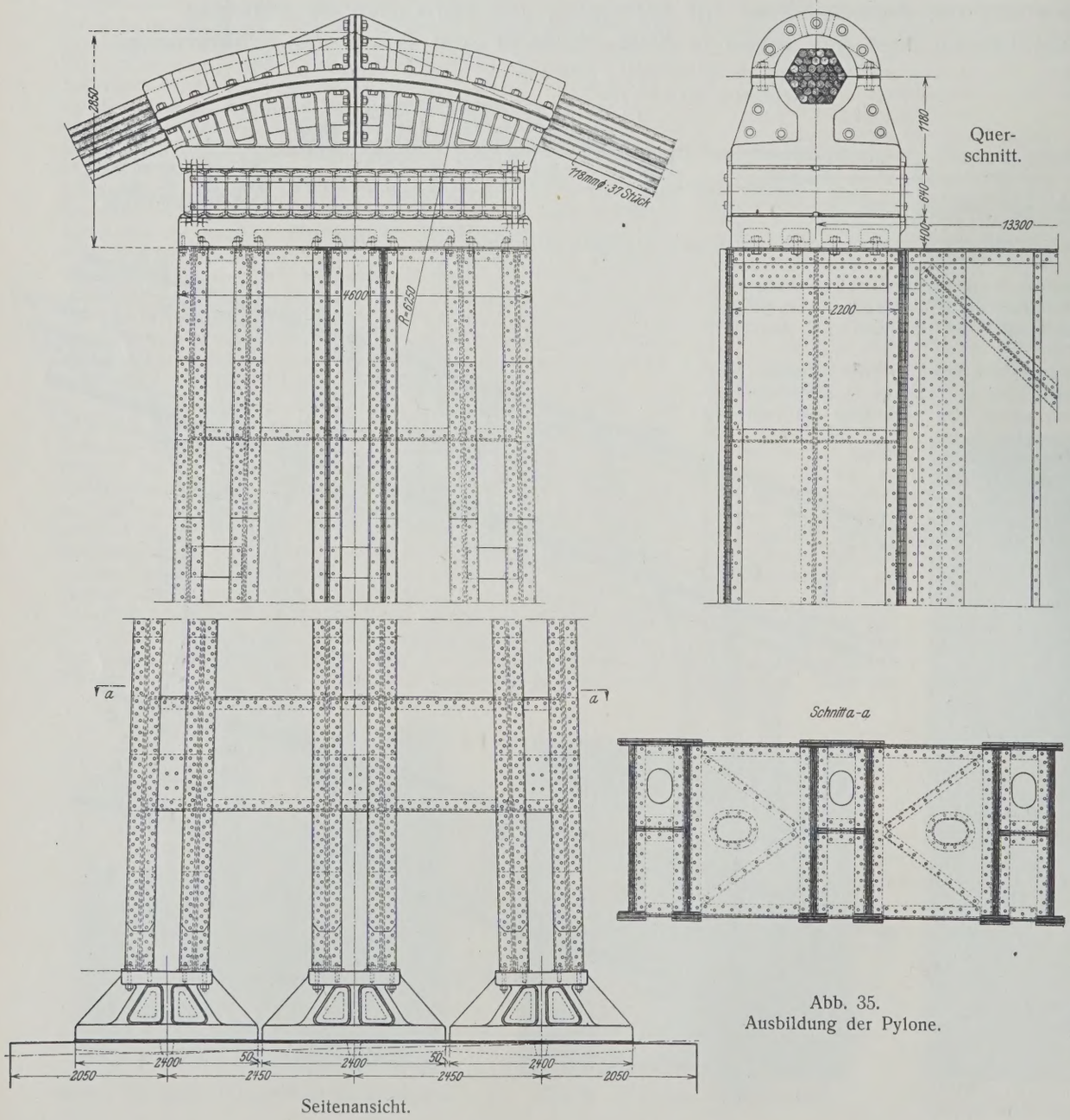
Die kleinere Stromöffnung hat eine Lichtweite von fast 100 m erhalten und ist von sehr flachen Bogenträgern überbrückt, und zwar ebenso wie in der Hauptstromöffnung von nur zwei Bogenträgern mit 26,2 m Mittenabstand. Durch diese Maßnahmen wird dem Schube der Bogenträger der großen Stromöffnung weitgehend entgegengewirkt, was für den Strompfeiler sehr wichtig ist. Die Pfeilhöhe des 98 m weit gespannten Bogenträgers der kleinen Stromöffnung mißt nur 7,25 m. Der Querschnitt der Bogenträger ist doppelwandig und allseitig geschlossen. Sein Inneres ist durch Mannlöcher zugänglich. Die Stegblechhöhe der Bogen beträgt im Scheitel 2 m. Die Fahrbahnausbildung ist grundsätzlich dieselbe wie beim großen Stromüberbau.

Als Baustoff für die eisernen Überbauten ist St 48 und wahlweise für die Hauptträger und die Hauptquerträger auch Siliziumstahl vorgesehen.

Die Flutüberbauten auf der linken Rheinseite sind statisch bestimmte Gebilde mit Pfeilern, die nach beiden Seiten weit auskragen und an den Enden der Auskragung eingehängte Mittelstücke stützen.

Der Strompfeiler und der rechte Uferpfeiler sollen im Preßluftverfahren, alle übrigen Pfeiler und Widerlager in offener Baugrube gegründet werden.

Der Überbau der kleinen Stromöffnung und die seitlichen Teile des großen Stromüberbaues sollen auf festen gerammten Gerüsten aufgestellt werden. Der mittlere Teil des großen Bogens soll auf einem eingeschwommenen, 95 m weit gestützten Rüstträger, dessen Arbeitsbühne von dem endgültigen Fahrbahnrost des großen Überbaues gebildet wird, zusammengebaut werden. Auch die Hängestangen, an die, wie schon erwähnt, die Hauptquerträger angeschlossen sind, sind schon zwischen den vierteiligen Pfosten des Rüstträgers eingebaut, so daß nur noch die Bogen selbst und der obere Windverband eingebaut zu werden braucht. — Die Gesamtkosten der Ausführung sind zu 10 035 203 R.-M. veranschlagt.



Seitenansicht.

Abb. 35.
Ausbildung der Pylone.

10. Entwurf: „Freier Strom" (Abb. 34). Die Verfasser sind dieselben wie beim Entwurf „Bogen".

Der Rhein wird von einer Hängebrücke, und zwar in einer einzigen Öffnung überspannt. Die Entfernung der Mittelpunkte der Pylonen beträgt 344,8 m. Der Stromüberbau selbst hat Ähnlichkeit mit dem des Entwurfes „Das größere Köln". Auch im vorliegenden Entwurf sind zwei Haupttragwände mit Fachwerkversteifungsträgern und Kabeln angeordnet. Die 46 m hohen Pylonen sind aus drei doppelwandigen Stielen gebildet, die durch vier kräftige Längsschotten miteinander verbunden und einzeln auf Stahlgußkörpern flächenartig gelagert sind (Abb. 35). Der Pylonenfuß ist infolge dieser Lagerung als eingespannt zu betrachten. Der Kabelsattel ist deshalb auf dem Pylonenkopf beweglich auf Stelzen gelagert. Die Hängebrücke hat nicht wie beim Entwurf „Das größere Köln" Seitenarme, die gewissermaßen die Fortsetzung des Versteifungsträgers bilden. Links und rechts schließen sich vielmehr an die Hängebrücke zur Überbrückung des linksrheinischen Flutgebietes und der Mül-

heimer Werft Eisenbetongewölbe von rd. 25 m und 16 m lichter Weite an. Diese Uferüberbauten stehen so in einem beabsichtigten Gegensatze zu dem Stromüberbau. Über der linksrheinischen Hafenbahn, dem Deichweg und der Mülheimer Freiheit liegen Blechträgerüberbauten. Die Kabel sind nach rückwärts in großen Betonkörpern verankert. Die Verankerungspunkte sind 127,88 m von den Pylonenmitten entfernt.

Jedes der beiden Kabel wird aus 37 Seilen patentverschlossener Konstruktion von 118 mm Durchm. gebildet. Die Seile liegen dicht zusammen (Abb. 35) und bilden ein regelmäßiges Sechseck. Die Kabel sollen keine Ummantelung erhalten; die Verfasser glauben, daß die patentverschlossene Konstruktion der einzelnen Seile genügenden Schutz gegen das Eindringen der Feuchtigkeit bietet. Die Pfeilhöhe der Kabel beträgt $\frac{1}{9{,}55}$ der Stützweite. An den Angriffspunkten der Hängeseile, die 15,18 m voneinander entfernt sind, werden die Kabel durch zweiteilige gußstählerne Schellen zusammengepreßt. Die Hängeseile sind in Rillen über die Schellen gelegt. Die unteren Enden dieser Seile sind in Seilköpfen verankert, die sich unter Vermittlung von Keilen gegen Querschotten zwischen den Wandungen der Versteifungsträger legen. Die Seilköpfe sind unten zum Einschrauben von Rundeisenstäben für das Einstellen der richtigen Höhenlage der Versteifungsträger mit Innengewinden versehen. Auf die unteren Enden der Rundeisenstäbe werden Querstücke geschraubt, von denen aus sich die Höhenlage der Versteifungsträger durch Druckwasserpressen regeln läßt. Durch Nachtreiben der oben erwähnten Keile wird dann der Versteifungsträger in die endgültige, richtige Lage zu den Hängeseilen und zum Kabel gebracht. Die Höhe des Versteifungsträgers zwischen den Gurtnetzlinien beträgt 7,0 m. Die Schwerachse des Obergurtes liegt 3,9 m über der Fahrbahnoberkante. Die Kabel sind in den Widerlagern auf großen Trägerrosten verankert.

Die Durchbiegung der Hängebrücke beträgt in der Mitte unter der Verkehrslast 576 mm.

Die Ausbildung der Fahrbahn ist im großen und ganzen dieselbe wie beim Entwurf „Bogen".

Als Baustoff für die Kabel schlagen die Verfasser Patent-Gußstahldraht von 135 kg/mm² Festigkeit, für die Versteifungsträger, Pylonen, Verankerungsträger und für die Fahrbahnträger St 48 und für die Belageisen, Buckelbleche und die Geländer St 37 vor. In einem Nebenangebot ist für die Pylonen und die Hauptquerträger Siliziumstahl gewählt worden.

Die einzelnen Seile der Kabel sollen ähnlich, wie es beim Entwurf „Das größere Köln" vorgeschlagen ist, mit Hilfe einer Seilbahn eingebaut werden. Beim Absenken werden die Seile auf die untere Hälfte der Kabelschellen, die mit hölzernen Gerüstböcken auf die von Seilen getragenen Arbeitsgerüste abgestützt sind, gelegt. Nach Fertigstellung der Kabel wird der untere Teil des Überbaues in der Reihenfolge zusammengebaut, daß zunächst von beiden Seiten aus nach der Mitte die Hauptquerträger mit den Pfosten, die Hauptlängsträger der Fahrbahn und die Zwischenquerträger eingebaut werden, dann von der Mitte nach den beiden Seiten die Untergurte und die Streben der Versteifungsträger und der Windverband eingefügt werden und schließlich wieder von beiden Seiten aus nach der Mitte die Obergurte der Versteifungsträger und der Rest der Fahrbahnteile eingebaut werden. Auf die Weise werden den Kabeln ungünstige Formänderungen während der Aufstellungsarbeiten ferngehalten. Nach dem Regeln der Höhenlage der Versteifungsträger nach dem oben beschriebenen Verfahren wird mit Vernieten der Versteifungsträger und der Anschlüsse der Längsträger an den Querträgern begonnen.

Die Kosten der gesamten Ausführung sind auf 19 530 881 R.-M. veranschlagt. (Fortsetzung folgt).

Alle Rechte vorbehalten.

Hochwasserschutzpläne für das Kantondelta.

Die unter der Leitung eines schwedischen Ingenieurs stehende Fluß- und Hafenbauverwaltung der chinesischen Provinz Kwangtung hat nach jahrelangen Vorarbeiten im Frühjahr 1926 ihre Vorschläge zur Beseitigung der Hochwassergefahr im Kantondelta zum Abschluß gebracht.[1])

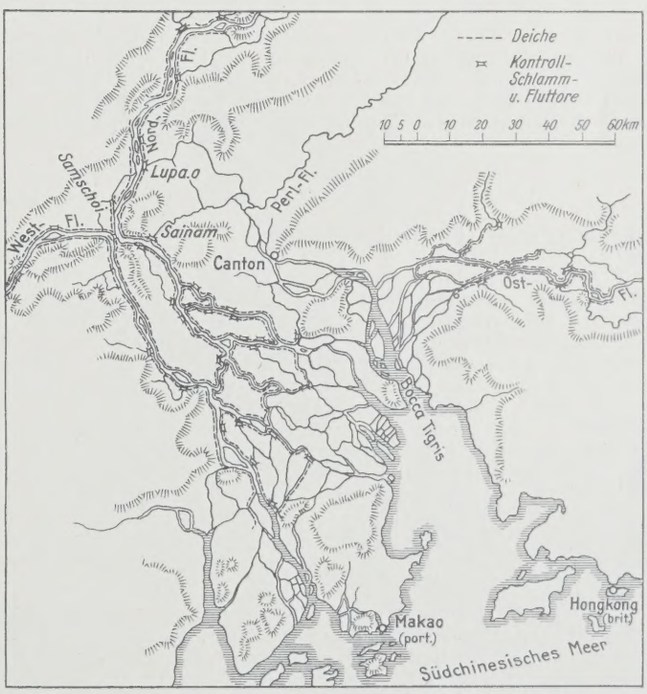
Im Gegensatze zu den großen Überschwemmungsgebieten Nordchinas, deren restlose Bewältigung fast aussichtslos erscheint, handelt es sich hier um ein verhältnismäßig kleines Gebiet, das aber doch eine Bevölkerung von 8 bis 10 Millionen Menschen aufnimmt. Durch seine Fruchtbarkeit hat es für die Volksernährung besondere Bedeutung, weil im übrigen Südchina fast durchweg gebirgig ist.

Auf einer Küstenlänge von etwa 100 km münden vier Flüsse ins Meer, die, aus verschiedenen Himmelsrichtungen herbeiströmend, fast ganz Südchina als Einzugsgebiet haben. Sie verästeln sich nach Eintritt in die Ebene von Kanton in zahlreiche Arme, die untereinander in Verbindung stehen und die Flüsse zu einem gemeinsamen Mündungssystem vereinigen. Bei weitem der bedeutendste der Flüsse ist der Sikiang oder Westfluß mit einem Einzugsgebiet von rd. 350000 km² Ausdehnung (Rhein 202000 km²). Der Nord- und Ostfluß entwässern zusammen ein Gebiet, das etwa dem der Elbe entspricht, während der vierte, der Perlfluß, von untergeordneter Größe ist und nur durch Aufnahme mehrerer Mündungsarme der anderen Flüsse in seinem Unterlauf einige Mächtigkeit erlangt. Wichtig ist er vor allem für die Schiffahrt als Verbindung der Stadt Kanton mit dem Meere.

Das Einzugsgebiet der Flüsse gehört zu den niederschlagreichsten Gegenden der Erde. Die durchschnittliche jährliche Regenmenge wird zu 2150 mm angegeben, das ist etwa dreimal so viel als in Deutschland. Dabei fallen rd. 80 % der Regenmenge in den fünf Sommermonaten, wie aus der untenstehenden, für das nahe Hongkong ermittelten Zusammenstellung zu ersehen ist. Als größte monatliche Regenhöhe ist 1230 mm gemessen worden. Dabei ist zu beachten, daß die Zahlen von einer etwa in Meereshöhe liegenden Station berichtet sind und daß in den Gebirgsgegenden des Landes die Niederschlagmengen noch erheblich größer sein dürften. Hierdurch werden die außergewöhnlich großen Hochwassermengen der Flüsse erklärlich. Im Westfluß wurde im Hochwasserjahr 1915 eine größte Abflußmenge von 56000 m³/Sek. gemessen (Ganges 58000 m³/Sek., Wolga 40000 m³/Sek.).

Monat	Regenmenge im Monatsmittel 1884 bis 1907	Monat	Regenmenge im Monatsmittel 1884 bis 1907
		Übertrag . . .	1035 mm
Januar . . .	36 mm	Juli	313 „
Februar . . .	43 „	August . . .	361 „
März	75 „	September . .	239 „
April	143 „	Oktober . . .	114 „
Mai	322 „	November . .	38 „
Juni	416 „	Dezember . .	27 „
zu übertragen .	1035 mm	Jahresmittel .	2127 mm

Gegen die regelmäßig auftretenden Hochwässer schützt sich die Bevölkerung durch Errichtung von Deichen, deren Anlage seit etwa 800 Jahren nachweisbar ist. Die Flüsse führen beträchtliche Mengen Sinkstoffe mit sich, deren Ablagerung auf die tiefliegenden Geländeflächen durch die Deiche verhindert wird. Sie werden in die seeseitigen Teile des Deltas abgeführt, bewirken dort eine Auflandung und auch eine Erhöhung der Flußsohle, deren Rückwirkung auf die oberen Flußstrecken im Laufe der Jahrzehnte und Jahrhunderte eine fortschreitende Erhöhung des Wasserspiegels verursacht und eine immer weitere Erhöhung der Deiche nötig gemacht hat.



Diese Erhöhung ist vielfach unsachgemäß ausgeführt worden. Nach dem auch heute noch von der Bevölkerung geübten Verfahren wird lediglich die Deichkrone erhöht, ohne daß gleichzeitig der Damm verbreitert würde. Das erforderliche Erdreich wird meist unmittelbar neben dem Deichfuß oder sogar aus der landseitigen Böschung entnommen. Deichbrüche sind daher bei Hochwasser an der Tagesordnung. Das Deichgelände wird von der Bevölkerung als Niemandsland betrachtet, und häufig kommt es vor, daß die Böschung angeschnitten wird, etwa um besitzlosem Bettler- und Tagelöhnervolk Platz für eine dürftige Hütte zu schaffen. Örtliche Deichaufsichtorgane sind zwar vorhanden, aber sie sind meist wenig sachverständig, und es fehlt die Möglichkeit, sie zu gemeinsamem Wirken zu veranlassen. Die örtliche Arbeit ist oft nutzlos, weil andernorts nichts

[1]) Der Bericht des Chefingenieurs G. W. Olivecrona ist veröffentlicht im „Lignaam Agricultural Review", Kanton 1926.

getan wird und die Sicherheit der Gesamtanlage von ihrer schwächsten Stelle abhängt.

Eine einheitliche Organisation des Hochwasserschutzes, der sich die Leiter der örtlichen Deichaufsicht, die wohl den Verlust ihrer Einkünfte befürchten, vielfach entgegensetzen, ist daher dringendes Erfordernis.

Die Flußbauverwaltung hat die verschiedenen Lösungsmöglichkeiten und Lösungsvorschläge der Hochwasserfrage eingehend untersucht. Es waren vorgeschlagen:

1. Aufforstung im Einzugsgebiete der Flüsse,
2. Durchstiche vom West- und Ostfluß zur See, oberhalb der Mündungsebene,
3. Anlage von Staubecken,
4. Begradigung der Flußläufe im Mündungsgebiet und Vertiefen der Flußsohle,
5. Verbesserung der Deichanlagen und deren Unterhaltung.

Die ersten drei Vorschläge erscheinen dem Fachmann von vornherein aussichtslos.

Die Aufforstung des Einzugsgebiets wäre zwar aus volkswirtschaftlichen Gründen erstrebenswert, doch ist unter den vorliegenden Verhältnissen nicht daran zu denken, daß eine derartige Riesenarbeit organisiert werden könnte. Eine wesentliche Verbesserung der Hochwasserführung infolge der Aufforstung wird nicht erwartet, denn bei den heftigen, langanhaltenden Niederschlägen der tropischen Regenzeit wird eine Sättigung des Bodens auch bei erhöhter Aufnahmefähigkeit bald erreicht, und nach diesem Zeitpunkte läuft etwa ebensoviel Wasser den Flüssen zu wie bei kahlem Boden. Infolge der hohen Luftfeuchtigkeit der ostasiatischen Sommer darf auch keine ausschlaggebende Vermehrung der Verdunstung angenommen werden. Die Befestigung der Ufer und Böschungen durch Bepflanzung bleibt allerdings zur Verminderung der Geschiebeführung erstrebenswert.

Im Hinblick auf anderwärts durchführbare Pläne ist der zweite Vorschlag gemacht worden. Der Gedanke, den Flüssen Flutauslässe nach dem Meere unter Umgehung der Mündungsebene zu geben, lag nahe, weil sowohl West- wie Ostfluß im Unterlauf etwa parallel der Meeresküste verlaufen. Die trennenden Bergzüge sind aber, selbst an den niedersten Punkten der Wasserscheide, so hoch, daß Durchstiche technisch undurchführbar sind.

Die Anlage von Staubecken wird zwar von der Flußbauverwaltung m. E. zu ungünstig beurteilt, indem Talsperren im Oberlauf eines Flusses als wenig wirksam auf die Wasserführung seines Unterlaufs bezeichnet werden, doch müssen zwei wichtige Gegengründe anerkannt werden. Für die tiefliegenden Flußniederungen sind kurze, sehr hohe Wasserstände erwünschter als langandauernde mittlere Hochwässer, weil im letzteren Falle die Entwässerung des eingedeichten Geländes zu lange unterbunden würde. Außerdem können die sehr erheblichen Baukosten nicht aufgebracht werden. Bei der Beurteilung des Vorschlages spielte aber sicher auch die Berücksichtigung der Gesinnung und Gepflogenheiten der Bevölkerung eine große Rolle, denn es würde von den Bewohnern im oberen Einzugsgebiet nicht verstanden werden, wenn dort Bauten errichtet würden, deren Nutzen einem ganz anderen Landesteil zugute kommt. Die Regelung des Abflusses der Staubecken würde zu einer dauernden Streitursache zwischen den betreffenden Landesteilen und ein Mittel zur Erzielung von Abgaben von seiten der geschützten Landesteile.

Von einer Begradigung der Flußläufe im Überschwemmungsgebiet und der dadurch bedingten Vermehrung des Gefälles verspricht man sich ebenfalls nicht viel, weil eine wesentliche Verkürzung des jetzigen Laufes der Flüsse kaum in Frage kommt und weil die Erfahrungen, die man anderwärts mit der gewaltsamen Änderung von Flußläufen machte, nicht ermutigend sind[2]). In Verbindung mit der Erhöhung der Deiche wird aber die Anwendung dieser beiden letzten Mittel empfohlen.

Nach dem Gesagten kommen also die Maßnahmen zur Ermäßigung der höchsten Hochwasserstände nicht in Frage, um so mehr, als der Wasserstand im Gezeitenbereich von der nicht beeinflußbaren Meeresfluthöhe maßgebend beeinflußt wird. Als ernstlich zu erwägender Vorschlag bleibt daher die Anlage eines geschlossenen Deichsystems übrig mit über HHW reichenden Hauptdeichen.

Auf Grund dieses Ergebnisses der Vorstudien ist vom Flußbauamt ein Entwurf ausgearbeitet worden, der den systematischen Ausbau der bestehenden Deichanlagen mit Kontrollschleusen an den Abzweigungen kleinerer Wasserarme umfaßt. Die Hauptdeiche sollen vor allem verstärkt werden, ihre Krone soll überall 1 m über dem aus dem neuen Flußquerschnitt errechneten höchsten Hochwasserstande zu liegen kommen. Die zahllosen kleinen und kleinsten Kanäle, die in weitverzweigtem Netz das Land durchziehen, sollen durch die Anlage von Fluttoren in den Hauptdämmen vor dem Zustrom der Hochwasser bewahrt werden, so daß deren Deiche niedrig gehalten oder ganz entbehrt werden können. Bisher mußten sie, um wirksam zu sein, die volle Höhe der Hauptdeiche erhalten. Gegen diese Maßnahme, die ein zeitweiliges Schließen der meist schiffbaren Wasserläufe bedingt und die in geringem Umfange schon ausgeführt ist, wendet sich ein kurzsichtiger Widerstand der Landbevölkerung, die alle Vorteile der Neuerung ohne jede Beschränkung genießen möchte. Dem konservativen Geiste der Bevölkerung kommt im übrigen der Vorschlag der Verwaltung im Gegensatze zu dem erstgenannten am ehesten entgegen, denn er stellt den Ausbau des bestehenden Zustandes dar.

Die Baukosten für die gesamte Anlage sind zu 35 Mill. Silberdollar (1 S.-Doll. = etwa 2 R.-M.) veranschlagt. Es wird vorgeschlagen, sie durch Abgaben der Landeigentümer des geschützten Bereichs aufzubringen. Auf eine fünfzehnjährige Bauzeit verteilt, würden diese Abgaben etwa 0,30 Silberdollar je Mow (d. i. rd. 2,50 R.-M. je ha) jährlich betragen. Zum Vergleich wird angeführt, daß der Schaden eines einzigen Hochwassers (1915) nach vorsichtiger Schätzung 10 Mill. Silberdollar betrug, wodurch die Notwendigkeit der Anlage eindringlich vor Augen geführt wird.

Trotzdem dürfte es der Bauverwaltung kaum gelingen, ihre Pläne in absehbarer Zeit zu verwirklichen, denn die ungeordneten wirtschaftlichen und politischen Verhältnisse in China lassen die Ausführung großer Friedensarbeiten nicht zu.

Dr. Berrer,
Tungchi Techn. Hochschule, Woosung (China).

[2]) Vergl. auch in Engels, Handbuch für Wasserbau, den Abschnitt über Entwerfen von Flußregelungen.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 20. März erschienene Heft 6 (2,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. W. Loos: Einige Beispiele von Zerstörungserscheinungen an Eisenbetonhochbauten in Seehäfen auf Java. — Dr.-Ing. Hans Kuball: Eisenbetonbauten der Cigarettenfabrik Reemtsma A.-G. zu Altona-Bahrenfeld. — Dipl.-Ing. Eberhard Lucan: Der Reinwasserbehälter zu Falkenstein i. V. — Dipl.-Ing. Franz R. Habicht: Der Wasserturm des Kreises Niederbarnim in Neuenhagen bei Berlin. — Ingenieur L. Herzka: Schwindrisse in einer Plattenbalkendecke. — Dr. Maximilian Thullie: Einbetonierte Eisensäulen. — Oberbaurat Ing. Spindel: Höchstleistung in frühhochfestem Mörtel und Beton. — Dr. A. Guttmann: Einiges über Gußzement, Gußzementmörtel und Gußbeton. — Oberbaurat Ing. Dr. Fr. Emperger: Die Bauunfälle und ihre gerichtliche Klarstellung. — Ingenieur Fritz Büchi: Betonkontrolle auf Baustellen für auf Biegung beanspruchte Eisenbetonkonstruktionen. — Magistratsbaurat Künzel: Zur Frage der „Gewährleistung der Güte der Ausführung".

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 24. März ausgegebene Heft 6 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Umbau einer Wohnung in Köln. Architekt: E. Wedepohl. — Architekt Otto Wilh. Wulle, BDA./DWB: Wohnhausgruppe der Heimstättengenossenschaft Dresden-Reick. — Pontani: Raumheizung mit Gas.

Neues über den Schneeschutz des Bahnkörpers. Die etwa 1200 bis 1400 m über dem Meeresspiegel gelegene Hochebene von Charpal ist mit der Linie Marvéjols—Bastide der französischen Südbahn durch eine etwa 15 km lange eingleisige Anschlußstrecke verbunden, auf der eine Reihe ziemlich langer Einschnitte von 2 bis 8,50 m Tiefe vorkommen, die gegen Schneeverwehung zu schützen sind. Das ist um so wichtiger, als die genannte Hochebene der Schauplatz heftiger Stürme ist, deren Richtung schnell und oft wechselt und die infolge der Höhenlage häufige und dichte Schneegestöber im Gefolge haben. In der Regel bleiben diese übrigens dicht über dem Boden und erheben sich nur selten bis zu höchstens 2 m Höhe.

Diese Wetterverhältnisse auf der Strecke bieten Anlaß zu Betrachtungen über die Wirksamkeit der verschiedenen Anlagen zum Schneeschutz des Bahnkörpers, und im folgenden sei daher ein Auszug aus dem Berichte von Merle in „Annales des Ponts et Chaussées" 1926, Heft 5, gebracht.

Den besten Schneeschutz bieten naturgemäß Wald und Busch, bei deren Fehlen die Anlage mehrerer Reihen der verschiedenen Nadelbäume, Schlehdornhecken oder dergl. Ersatz bietet, die mit Flechtzäunen zu schützen sind, so lange sie noch nicht die genügende Höhe erreicht haben. Statt dessen errichtet man auch Mauern oder Erddämme von 1 bis 4 m Höhe in bestimmter Entfernung von der Böschung, die meist recht steil ist und deren Krone bisweilen bepflanzt wird. Noch besseren Erfolg haben gelegentlich feste Flechtzäune. In Amerika verwendet man versetzbare, schräge Holzschirme, die in etwa 10 m Abstand und in zwei oder drei Reihen hintereinander aufgestellt werden. Alle diese Anlagen zum Schutze der Strecke gegen Schneeverwehungen sind in der Regel nur an der Wetterseite erforderlich, sie finden sich jedoch — z. B. in starken Kurven — bisweilen auch zu beiden Seiten der Strecke. Hin und wieder, wie bei der Brennerbahn, am Mont Cenis, der Central-Pacific-Bahn und z. B. auf der in unmittelbarer Nähe der in Rede stehenden Strecke gelegenen Bahnlinie Mende—La Bastide wird der Schneeschutz zu förmlichen hölzernen und gemauerten Galerien, in denen der Zug wie in einem Tunnel fährt.

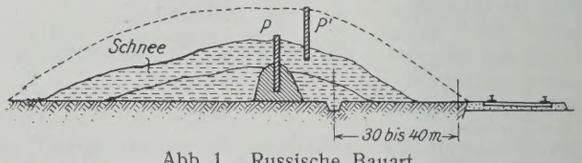


Abb. 1. Russische Bauart.

In Rußland wendet man in der Ebene das in der Abb. 1 dargestellte Verfahren an: Etwa 30 m vom Gleis und an der Windseite wird ein Schneewall errichtet und etwas davor — ebenfalls parallel zur Strecke — ein flacher Graben ausgehoben. In diesen Schneewall wird eine dichte

Reihe 1,50 m hoher Holzpfähle gesteckt und so eine geschlossene Wand gebildet, die den Schnee abfängt, von ihm schließlich bedeckt und damit wirkungslos wird. Nunmehr werden die Pfähle der Reihe *P* gezogen und weiter nach vorn in die Reihe *P'* gesteckt, wo sie neue Schneemassen festhalten. Dieses Verfahren, mit dem man Höhen bis zu 8 m erreichen kann, erfordert viel Handarbeit und kann zwar in den weiten Steppen Rußlands mit ihren langsamen, gleichmäßigen Schneefällen wirksam sein, nicht aber bei den Wirbelstürmen einer Gebirgshochebene.

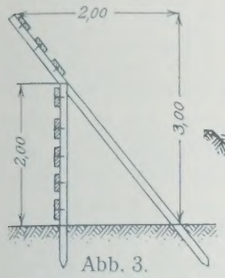


Abb. 3.
Dänische Bauart.

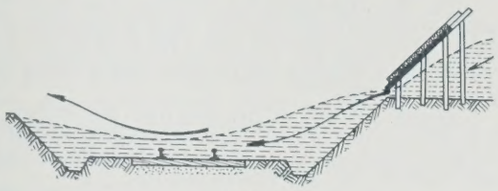


Abb. 2.
Englische Bauart.

Der Leitgedanke der in Abb. 2 dargestellten englischen Bauart besteht in der Ausnutzung der durch geeignete Vorrichtungen noch zu verstärkenden Windwirkung zum Forträumen des Schnees. Es handelt sich um volle, schräg zum Bahnkörper geneigte Tafeln, die auf senkrechten Pfosten schräg zur Bahnachse und in ihrer Länge entsprechenden Zwischenräumen aufgestellt werden. Die gewollte Wirkung ist aus der Darstellung ohne weiteres ersichtlich, die Bauart hat nur den Fehler, daß in beiderseits gefährdeten Einschnitten die Wirkung der Schirme sich gegenseitig aufheben müßte und daß auch bei nur auf einer Seite erforderlichen Schutzschirmen eine volle Wirkung nur bei geschlossener Anordnung möglich ist, wodurch sich die Anlage aber zu sehr verteuern würde.

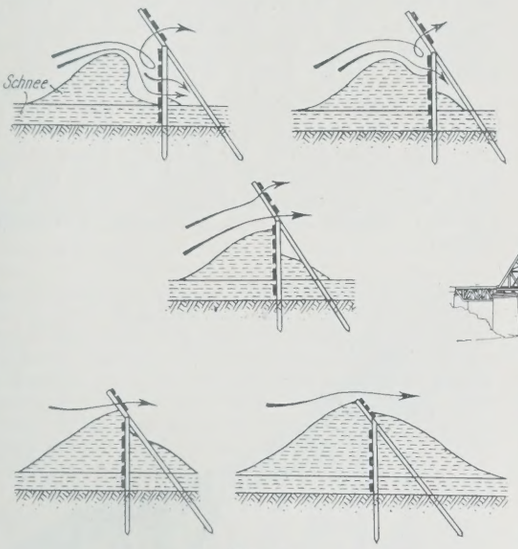


Abb. 4.
Wirkungsweise der dänischen Bauart.

Am wirksamsten ist die in den Abb. 3 bis 5 dargestellte dänische Bauart, die auch im vorliegenden Falle von der Verwaltung der französischen Südbahn verwendet ist und sich sehr gut bewährt hat. Ihre Anordnung ist aus Abb. 3, ihre Wirkungsweise aus Abb. 4 ersichtlich. Abb. 5 a u. b zeigt den Unterschied des Einflusses starker Schneefälle in einem geschützten und einem ungeschützten Bahneinschnitt.

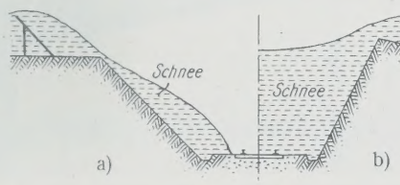


Abb. 5.
Einfluß richtiger Schneeschutzanlagen.
a) geschützte, b) ungeschützte Bahnstrecke im Einschnitt.

Auf der Strecke Marvéjols—Bastide wurde als Baustoff Eisenbeton verwendet, und zwar nicht nur wegen der dortigen Knappheit an Holz und dessen dort besonders schneller Verwitterung, sondern auch weil man nach früheren Erfahrungen damit rechnen mußte, daß die Anwohner hölzerne Schneeschutzbauten als willkommenen Brennstoff benutzen würden. Abb. 6 zeigt das für die Anlagen bei Charpal verwendete System, das dem vorerwähnten dänischen im übrigen völlig entspricht und aus einzelnen, auf einem Werkplatz in der Nähe des Zweigbahnhofs bei Monastier hergestellten Eisenbetonelementen besteht.

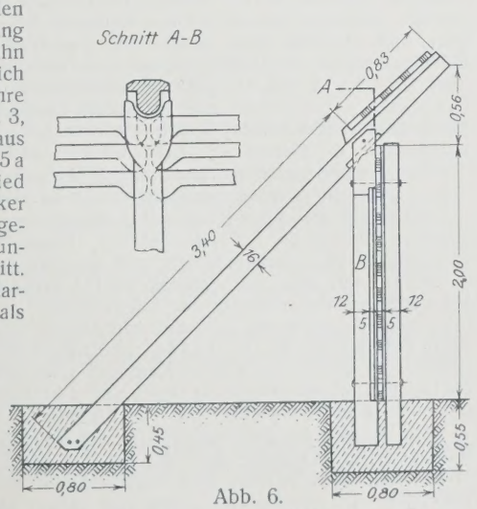


Abb. 6.
Französische Bauart in vorbetonierten Eisenbetonelementen nach dänischem Muster.

Ein Pfosten von T-förmigem und ein solcher von quadratischem Querschnitt, beide senkrecht in einen soliden Betonklotz von 0,80 × 0,80 × 0,55 m eingespannt und durch Bolzen miteinander verschraubt, bilden das Gerippe für die wagerecht zwischen sie eingeschobenen Betondielen, die an ihren Enden mit verbreiterten, abgerundeten Köpfen versehen sind (Abb. 6, Schnitt *A—B*). Nach vorn zu sind die senkrechten Pfosten versteift durch einen Schrägpfahl von 16 × 16 cm Querschnitt, der am unteren Ende ebenfalls in ein Betonfundament eingespannt, mit dem vorderen T-Pfosten durch Schraubenbolzen fest verbunden, am oberen freien Ende verbreitert und mit Seitennuten versehen ist, in die vier Stück der auch zwischen den senkrechten Pfosten verwendeten Planken eingeschoben werden.

Die Bauart, die sich bei den Probebelastungen und an Ort und Stelle durchaus standsicher gezeigt hat, erfordert bei einer Feldweite von 2,50 m:

41 senkrechte T-Pfosten,
41 senkrechte quadratische Pfosten 12 × 12 cm,
41 Schrägpfähle und 40 × 14 =
560 Planken sowie 41 × 0,323 =
13,243 m³ Stampfbeton für die senkrechten und 41 × 0,196 m³ =
8,036 m³ Stampfbeton für die schrägen Pfosten, zusammen
21,279 m³ Fundamentbeton. Ki.

Die Sciotoville-Brücke. Von Gustav Lindenthal. Der Ohio wird bei Sciotoville ungefähr 120 engl. Meilen (= 193 km) oberhalb von Cincinnati überschritten. Die Brücke (Abb. 1) ist der bedeutendste Kunstbau der Eisenbahnlinie The Chesapeake and Ohio Northern Railway Co., die für schweren Güterverkehr gebaut wurde. Der eiserne Überbau hat eine Gesamtlänge von 3435 ft (= 1047 m). Er besteht aus zwei Hauptöffnungen von je 775 ft (= 236 m), einer südlichen Zufahrtrampe auf der Kentucky-Seite von 1062 ft 6 in (= 324 m) und einer nördlichen auf der Ohio-Seite von 882 ft 6 in (= 269 m). Die Flußbrücke ist ein durchlaufender

Abb. 1.
Gesamtansicht.

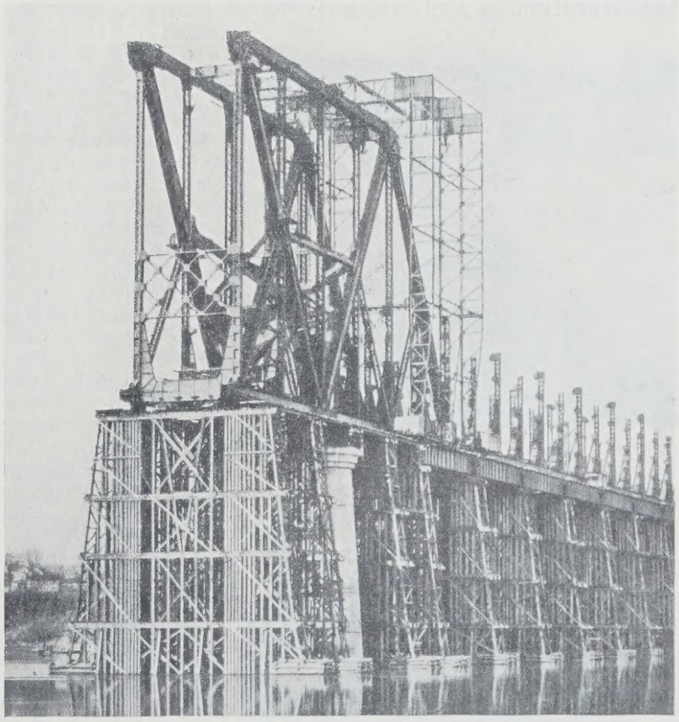


Abb. 2. Ansicht vom Aufbau der Ohio-Öffnung.

Träger und als solcher die größte Brücke dieser Art, und nicht nur das, sondern auch die längste und schwerste durchweg genietete Brücke in Amerika. Das Fachwerk ist ein durchlaufender Strebenzug mit nur genieteten Knotenpunkten. Die Knotenbleche sind von ungewöhnlichen Abmessungen. Die Querträger haben U-Form mit Ansätzen, die bis an die Gitterquerverspannung gehen. Kastenförmige Blechträgerportale sind über den End- und Mittelpfeilern angeordnet.

Die Hauptabmessungen der Stromüberbrückung sind folgende:

Gesamtlänge zwischen den Endauflagern	1550 ft	(= 472 m)
Einzelne Spannweiten zwischen den Lagern	775 ft	(= 236 m)
Lichte Höhe über NW	106 ft 6 in	(= 32,5 m)
Lichte Höhe über HW	40 ft	(= 12,2 m)
Trägerhöhe am Mittelpfeiler	129 ft 2 in	(= 39,4 m)
Trägerhöhe an den Enden	77 ft 6 in	(= 23,6 m)
Abstand der Hauptträgermitten	38 ft 9 in	(= 11,8 m)
Feldweite	38 ft 9 in	(= 11,8 m)

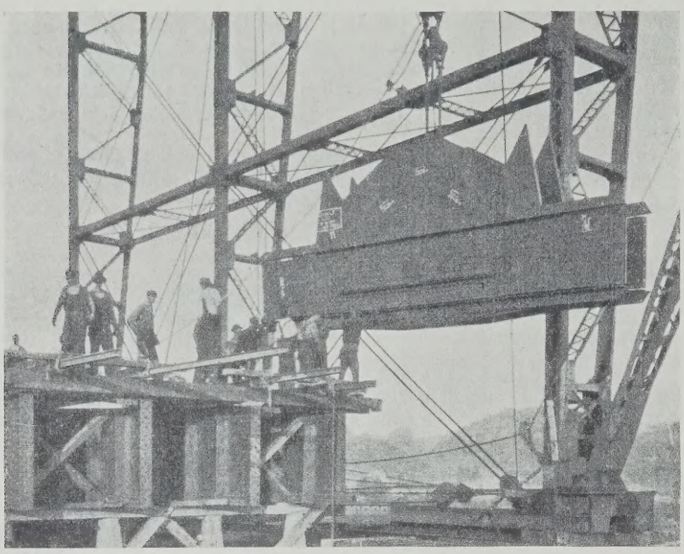


Abb. 3. Knotenblech im Untergurt über dem Mittelpfeiler.

Die Hauptspannweite wurde zweigleisig gebaut. Die Rampenbrücken, deren jede aus einem Fachwerkträger von 152 ft 6 in (= 46,48 m) mit Fahrbahn oben und aus Blechträgern von 68 bis 110 ft (= 20,7 bis 33,5 m) besteht, wurden zunächst nur eingleisig gebaut, während die Pfeiler auch für ein zweites Gleis vorgesehen sind. Die Größe und das Gewicht von einzelnen Teilen der Brücke sind wie folgt: Schwerster Gurtstab $4 \times 4^1/_2 \times 77^1/_2$ ft (= 1,22 × 1,67 × 23,6 m), Querschnitt 596 in² (= 4075 cm²), Gewicht 119 tons (= 121 t); schwerster Füllstab $4 \times 4^1/_2 \times 75$ ft (= 1,22 × 1,67 × 22,84 m), Querschnitt 511 in² (= 3500 cm²), Gewicht 87 tons (= 97 t); größtes Knotenblech $135 \times 1^5/_8$ in × 14 ft 9 in (3,43 m × 4,1275 cm × 4,50 m) und $140 \times ^{13}/_{16}$ in × 18 ft 2 in (3,56 m × 2,064 cm × 5,53 m); schwerstes Gußstück 23 tons (= 23,4 t); größte Niete $1^1/_4$ in (= 31,75 mm) Durchmesser bei $7^3/_8$ in (= 18 cm) Tiefe. Jedes Mittellager überträgt ein Eigengewicht von 5000 tons (= 5080 t) und eine Verkehrslast von 3000 tons (= 3048 t). Das Eigengewicht der Hauptöffnungen allein beträgt 13 500 tons (= 13700 t).

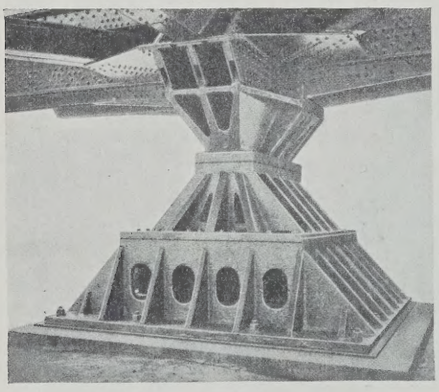


Abb. 4. Mittellager.

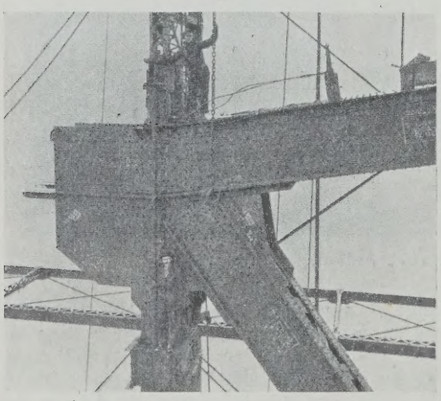


Abb. 5. Hydraulische Vorrichtung, um die Nietlöcher in Deckung zu bringen.

Um den Vorschriften des Bauherrn zu genügen, daß Nebenspannungen aus dem fertigen Bauwerk unter Eigengewicht und halber Verkehrslast nicht auftreten sollten, wurden die Hauptträgerstäbe vor ihrer Verschiffung in ihre normale Lage zueinander zusammengefügt. Für jeden einzelnen Stab ist berechnet worden, mit welcher Kraft er in sein Feld einzufügen war. Die Brücke ist entworfen worden für die E60-Verkehrslast auf jedem Gleis und ein Eigengewicht von 18 800 lbs. für den lfd. Fuß (≈ 28 t/m) Brücke. Der Werkstoff für die Brücke ist ein Baustahl von einer Festigkeit von 62 000 bis 70 000 lbs./in² (= 4,37 bis 4,92 t/cm²).

Aufbau. Der Aufbau wurde mit Hilfe eines Laufkranes auf der Rüstung der Ohio-Seite durchgeführt, und bis zum Punkte L 18 auf der Kentucky-Seite. Von diesem Punkte aus wurde die Kentucky-Spannweite als ein Ausleger mit Hilfe eines auf dem Obergurt laufenden Kranes bis zum Kentucky-Ufer vollendet. Um die sonst übermäßigen Spannungen in den Hauptträgern zu vermeiden, wurden indessen starke eiserne Pendeljoche eingefügt, die die Hauptträger bei L 8 und L 4 zwischenstützten.

Um den Durchgang von Treibeis und -holz u. dergl. zu gestatten, wurden die Rüstungsjoche nur unter jedem zweiten Knotenpunkte auf der Ohio-Seite zwischen L 4 und L 18 angeordnet. Die Rampenblechträger wurden dazu verwandt, die Fahrbahn und den Kran zwischen diesen Knotenpunkten zu tragen.

Eiserne Stützen wurden bei L 16 und eiserne Pendeljoche bei L 12, L 8 und L 4 auf der Ohio-Seite vorgesehen, um die Hauptträger zu unterstützen. Zwischen diesen Knotenpunkten ruhten die Hauptträger während des Aufbaues auf den Rüstungsjochen.

Sobald die Ohio-Hauptträger vollendet waren und die Trägerenden auf den Pfeilern aufruhten, waren die eisernen Säulen und Joche unter den Hauptknotenpunkten genügend stark, um den ganzen Träger zu tragen. Man konnte also die Holzrüstung entfernen, bezw. sie konnte durch das Treibeis aus dem Flusse weggeschwemmt werden. Die eisernen Stützen wurden unter dem Träger belassen, so lange, bis der Kentucky-Ausleger gebaut war, der das System selbsttragend machte.

Die Fahrbahnträger und der Fahrbahnwindverband wurden erst vom Ohio-Ende zum Mittelpfeiler geführt, dann zum Punkte L 18. Alsdann wurde der Untergurt in einer geraden Linie von L 18 Kentucky- nach der Ohio-Seite zurückgeführt, die Fahrbahn angeschlossen, durchgenietet und in eine überhöhte Stellung gekeilt, so daß alle Füllstäbe in der Folge ohne weitere Anspannung eingesetzt werden konnten. Die Kurve war praktisch dieselbe wie die unbelastete Überhöhungslinie der fertigen Brücke.

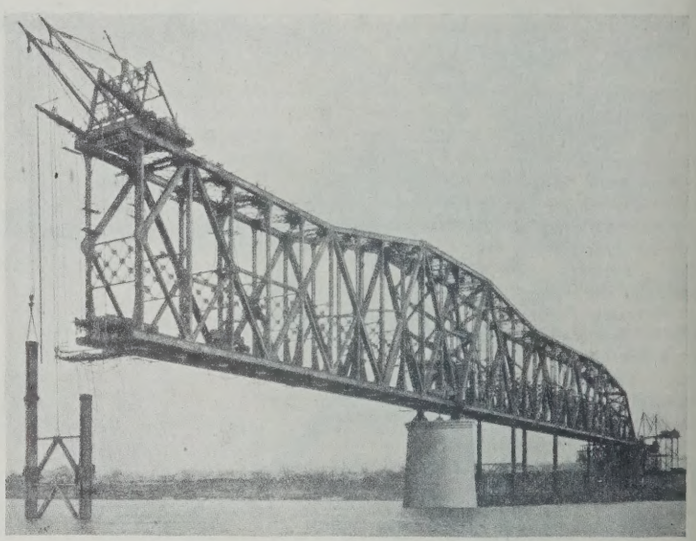


Abb. 6. Aufbau der Pendeljochstützung.

Die Hauptträger wurden von L 18 — U 18 Kentucky bis L 16 — U 18 Ohio mit Hilfe eines Bockkranes errichtet, und dann wurde der auf dem Obergurt laufende Kran zwischen U 20 und U 18 Kentucky in Tätigkeit gesetzt. Ein Feld wurde auf der Kentucky-Seite durch den oberen Laufkran und die Ohio-Seite wurde durch den Gerüstkran vollendet. Die Ohio-Spannweite verbleibt, nachdem sie vollendet war, auf dem Pendeljoch L 4, 8, 12 und 16 und auf Keilspindeln auf dem Uferpfeiler der Ohio-Seite. Dieses Trägerende war in dem Zustande $7^5/_8$ Zoll (= 193,67 mm) zu niedrig. Die Kentucky-Spannweite wurde bis zu ihrer Mitte freitragend ausgebaut. In diesem Zustande wurde das Trägerende (Ohio) etwas erhoben, um die eisernen Stützen zu entlasten und die 16 Zoll (= 40,64 cm) hohen Lagerrollen unter die Trägerenden zu bringen.

Nachdem die Ohio-Spannweite freischwang, wurde der Aufbau der anderen Öffnung bis L 8 K fortgeführt. Dieser Knotenpunkt wurde dann $7^3/_8$ Zoll (= 187,3 mm) gehoben, und zwar mit einer Kraft von 462 000 lbs. (= 210 t), ehe man den Vorbau bis L 4 fortsetzte. Als der Träger bis L 4 gediehen war, betrug der Stützendruck bei L 8 etwa 2 000 000 lbs. (= 252 t). Knotenpunkt L 4 wurde ein Zoll (= 25,4 mm) überhöht mit einer Kraft von 384 000 lbs. (= 17,42 t), und der Aufbau wurde bis zu L 0 fortgeführt. In dieser Lage war das Kentucky-Trägerende 16 Zoll (= 406,39 mm) zu tief und wurde mit einem Druck von 2 400 000 lbs. (= 1090 t) gehoben, um es in seine endgültige Lage zu bringen.

Ein Beweis für die relative Unempfindlichkeit dieses Trägers auf drei Stützen ist die Tatsache, daß eine Höhenänderung eines Endes der Brücke von 1 Zoll (= 25,4 mm) den Auflagerdruck nur um 7,5 tons (= 7,63 t) ändert; so daß ein leichtes Setzen der Pfeiler keine wesentliche Wirkung auf einen langen durchlaufenden Träger hat.

Abb. 2 bis 6 zeigen Einzelheiten der Brücke und ihres Aufbaues.

Der Vorentwurf und die Einzelpläne der Brücke und Rampen wurden von Gustav Lindenthal gefertigt, die Gründung und alle Mauerwerkarbeiten von der Dravo Contracting Company, Pittsburgh. Die Ausführung der Eisenkonstruktion lag in den Händen der Mc Clinter Marshall Co., Pittsburg (Pa.). Dr.-Ing. Georg Müller, Berlin-Lankwitz.

Die 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin begann am Vormittag des 17. März mit einer Zusammenkunft der Mitglieder, die den inneren Angelegenheiten des Vereins gewidmet war. Als deren wichtigstes Ergebnis darf wohl bezeichnet werden, daß im Verfolg der Anregungen aus Kreisen der Wissenschaft und der Praxis und als Abschluß der eigenen Vorarbeiten des Vereins[1]) seine Mitglieder von nun ab verpflichtet sind, bei ihren Bauten selbst eine sorgfältige Kontrolle auszuüben und sich ferner einer Nachkontrolle durch den Verein zu unterwerfen. Vorschriften für diese Baukontrolle werden demnächst aufgestellt und weitere Versuche zu Studienzwecken vorgenommen werden; Verhandlungen mit Österreich, wo eine solche Bautenkontrolle bekanntlich bereits vorhanden ist, sind im Gange.

Der Nachmittag des genannten Tages und die beiden folgenden Tage sahen ausweislich der Besucherlisten 920 Teilnehmer an den Vorträgen und Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art versammelt, also erheblich mehr, als es auch in der Vorkriegszeit der Fall war.

Die bereits in der „Bautechnik" 1927, Heft 9, S. 113, mitgeteilte Tagesordnung und die Reihenfolge der diesmal besonders zahlreichen Vorträge konnte in der Hauptsache eingehalten werden. Bei Eröffnung der Versammlung begrüßte der Vorsitzende, Herr Dr.-Ing. ehr. Alfred Hüser, die zahlreich erschienenen Vertreter der Staats- und Kommunalbehörden, der Hochschulen und eine Reihe ausländischer Freunde des Vereins. Mit Genugtuung vermochte er in seinem Überblick über das verflossene Arbeitsjahr festzustellen, daß Deutschland auch im Betonbau keineswegs zurückstehe: Neue Erfindungen und Betriebseinrichtungen gestatten immer mehr eine früher unbekannt gewesene Kühnheit der Ausführung, die freilich auch von einer Gewährleistung ihrer Güte begleitet sein muß und Maßnahmen zur Erhaltung des schwer erworbenen Vertrauens erfordert.

Unter den Toten, die der Deutsche Beton-Verein diesmal zu beklagen hat, gedachte Dr. Hüser im besonderen des kürzlich verstorbenen Vorsitzenden des Aufsichtsrates des Deutschen Zement-Bundes, Dr. Heinrich Müller, mit dem er in jahrzehntelangem Zusammenarbeiten zum Nutzen der beiden aufeinander angewiesenen Vereine hat wirken können; ferner des Nestors des österreichischen Betonbaues Viktor Brausewetter und des allzu früh verstorbenen Vorstandsmitgliedes Ernst Dyckerhoff.

Als erste sprachen dann Professor O. Graf, Stuttgart

„Über das Verhalten von Mörtel und Beton bei tiefen Temperaturen"[2]),

Professor Dr.-Ing. Gehler, Dresden über

„Würfelfestigkeit und Säulenfestigkeit als Grundlage der Betonprüfung"[2]),

sowie — außer der Reihe — Geheimer Regierungsrat Professor Otzen, Hannover über

„Neuere deutsche Betonstraßen",

deren Ausdehnung im Jahre 1926 auf mehr als das Vierfache angewachsen ist. Der Vortragende behandelte zunächst im allgemeinen die Entwicklung der Betonherstellung in der neuesten Zeit und betonte dann die Notwendigkeit, im Straßenbau veredelte Methoden zur Vermeidung von Rückschlägen einzuführen. Er verlangte ferner bei Erörterung der besonderen Anforderungen des Straßenbaues an den Beton, daß bei dessen Bewertung auch die Zugfestigkeit herangezogen werde. Alle diese Anforderungen finden ihren Niederschlag in den Richtlinien für die einheitliche Prüfung von Straßenbeton, die von dem Ausschuß für wissenschaftliche und praktische Straßenbauforschung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau aufgestellt sind. Weiterhin gab Professor Otzen einen Vergleich der Eigenart der Betondecke mit den gleichwertigen Decken in Pflaster-, Asphalt- und Teerbauausführung sowie eine Statistik ausgeführter deutscher Betonstraßen, wobei er Gelegenheit fand, die verschiedenen Arten der Herstellung näher zu behandeln. Für die zukünftige Entwicklung wird es nach ihm ausschlaggebend sein, daß der schnell wachsende Kraftwagenverkehr und der damit unausbleibliche Bau von Kraftwagenstraßen eine vollendete Technik des deutschen Betonstraßenbaues vorfindet.

Die Folge der Vorträge des zweiten Tages begannen Regierungsbaurat Gaye, Wesermünde, der über

„Die Bedeutung des Zementsteins im Gußbeton"[3])

sprach, und Magistratsbaurat Orthaus, Hannover, der auf Grund von Erfahrungen bei Arbeiten der Neubauabteilung des dortigen Städtischen Gaswerkes über

„Tonerdeschmelzzement und seine Anwendung bei Eisenbetonbauausführungen und Putzarbeiten"[3])

berichtete.

Alsdann leitete Professor Spangenberg, München eine Reihe von Vorträgen aus dem weiteren Gebiete des Bauingenieurwesens ein mit Ausführungen

„Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken",

der in Fortsetzung seines früheren Vortrages auf der 27. Hauptversammlung[4]) sich mit Bogenbrücken normaler Spannweiten bis etwa 50 cm beschäftigte.

[1]) Vergl. „Beton u. Eisen" 1926, Heft 5, 6, 7, 11, 12 u. 17.
[2]) u. [3]) Vergl. auch: „Beton u. Eisen" 1927, Heft 7.
[4]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 19.

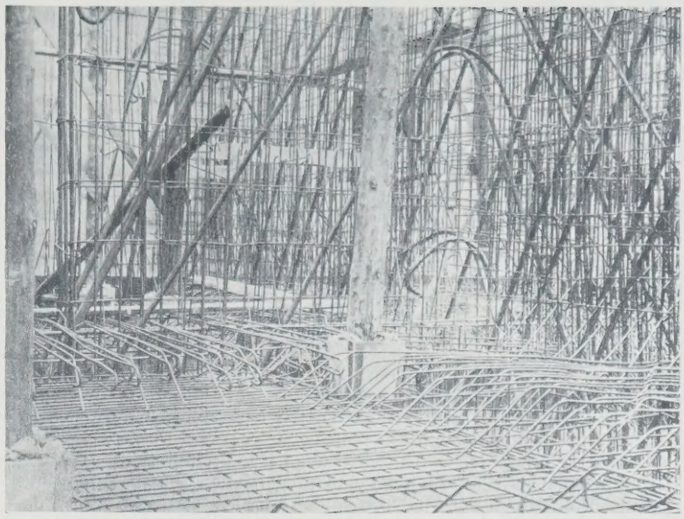


Abb. 1. Vortrag Mautner: Wasserbehälter der Stadt Essen. Bewehrung der Wände. (Text s. Heft 15.)

Für die Konstruktion von Brückengewölben aus Beton ist nach ihm die Frage der Gelenke und der Eisenbewehrung von grundsätzlicher Bedeutung. Diese beiden konstruktiven Hilfsmittel werden sehr verschieden beurteilt und angewendet: Im Gegensatz zum Auslande finden sich in Deutschland am häufigsten die unbewehrten Gewölbe in der Form der Dreigelenkbogen, während man einer Bewehrung der Gewölbe bei uns vielfach ablehnend gegenübersteht, wie sich z. B. auch bei den sehr umfangreichen Erörterungen über den Flensburger Brückeneinsturz[5]) deutlich gezeigt hat. Der Vortragende untersuchte alsdann die Ursachen für diese bisherige Entwicklung bei uns und die Zweckmäßigkeit der Bewehrung, insbesondere für Betonbogen mit Gelenken. Die Anwendung der gefundenen Ergebnisse für Straßenbrücken wurde an einem in der Ausführung begriffenen größeren Brückenbau, der Ruhrbrücke bei Blankenstein, gezeigt und sodann die konstruktiven Erfordernisse für gewölbte Eisenbahnbrücken erörtert, namentlich unter Berücksichtigung des schwersten Lastenzuges N der Deutschen Reichsbahn als Verkehrsbelastung. An Hand von Beispielen bewehrter und unbewehrter Bogenbrücken gab der Vortragende zum Schluß statische, ästhetische und wirtschaftliche Vergleiche der beiden Ausführungsformen, die offensichtlich zugunsten der ersteren ausfielen.[6])

Nachdem Geheimrat Prof. Möller-Braunschweig den Ausführungen des Vortragenden, ebenfalls unter Bezugnahme auf die Lehren des Flensburger Brückenunfalls, hinsichtlich der Vorteile einer Bewehrung von Dreigelenkbogenbrücken beigestimmt hatte, brachte Regierungsbaumeister Schmidt-Berlin

„Mitteilungen über die Allnerbrücke bei Siegburg und Ergänzungen über die Wahnbachtalbrücke".

Die erstere ist als Stampfbetonbrücke mit Grauwackensteinverkleidung ausgeführt und weist drei zwischen Spundwänden herzustellende Strompfeiler und zwei Widerlager auf, die Öffnungen von 15 m, 2 × 25 m und 30 m sind durch Dreigelenkbogen überwölbt. Nachdem der Bau zunächst reibungslos vonstatten gegangen und die Brücke nahezu fertiggestellt, der Anschlußdamm aber noch nicht bis an das Widerlager herangeführt war, wurde das letztere durch außerordentliches Hochwasser hinterwaschen. Es rutschte ab und brachte den anschließenden 25-m-Bogen zum Einsturz. Dabei neigte sich der Pfeiler zwar nur um einige Zentimeter, aber doch so weit, daß der anschließende 30-m-Bogen eine leichte Einsenkung erfuhr.

In kurzen Zügen beschrieb Regierungsbaumeister Schmidt dann die ergriffenen Maßnahmen zur Sicherung der Pfeiler und des Bogens sowie den Wiederaufbau und die Hebung des durchhängenden Gewölbes unter Mitwirkung des Schubes des neu hergestellten 30-m-Bogens.

Zum Schluß folgten noch einige kurze Mitteilungen über die Vollendung der 70 m weit gespannten Dreigelenkbogenbrücke aus Stampf-

[5]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 46; 1925, Heft 36; 1926, Heft 4 sowie „Beton u. Eisen" 1925, Heft 6, 15, 18 u. 21.

[6]) Der bedeutsame Vortrag von Spangenberg wird demnächst ausführlich in der „Bautechnik" veröffentlicht werden.

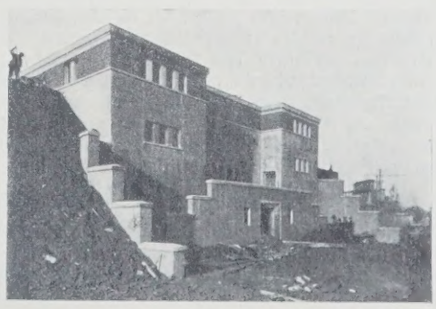


Abb. 2. Vortrag Mautner: Wasserbehälter der Stadt Essen. Ansicht der fertigen Behälter. (Text s. Heft 15.)

beton im Wahnbachtal, über die der Vortragende bereits auf der vorjährigen Tagung eingehend berichtet hatte.[7])

Welch tiefgehendes Interesse alsdann die Ausführungen von Zivilingenieur Ottokar Stern-Wien über

„Moderne Betongrundbautechnik"

bei den Zuhörern fanden, bewies der Umstand, daß sich im Verlauf der weiteren Tagung mehrfach Gelegenheit fand, auf sie zurückzugreifen.[8])

Der Vortragende besprach zunächst den Einfluß der Bodenphysik auf die Systematik des gesamten Grundbaues und gab eine neue Einteilung der Gründungsarten nach technologischen und statischen Gesichtspunkten.

Als bodenphysikalische Fortschritte im Grundbauwesen sind nach ihm zu nennen:

a) die Bedeutung des Kegeldruckversuches für eine strengere Beurteilung des zulässigen Oberflächendrucks (österreichische Belastungsnorm);
b) der grundsätzliche Einblick in die Spannungsverteilung unter ebenen Lastflächen nach der Tiefe;
c) die Möglichkeit einer Beurteilung der erforderlichen Mächtigkeit einer zu belastenden Bodenschicht;
d) die Erkenntnis der Unrichtigkeit einer Durchschnittsrechnung für die Bodenbeanspruchung unter ebenen Lastflächen, mit anderen Worten die Erkenntnis der außerordentlich ungleichförmigen Spannungsverteilung auf ebenen Bausohlen;
e) bei der Bodenuntersuchung durch Tiefenaufschlüsse der Ersatz der gefühlsmäßigen Beurteilung der erforderlichen Gründungstiefe durch die mechanische Untersuchung der ungestörten, wenngleich entspannten Bohrproben, wobei die Druckfähigkeiten im Falle freizulegender Bausohle und im Falle verspannt bleibender Bodenschicht graphisch ermittelt werden;
f) die einfache Überprüfung der Pfahlwiderstandsberechnung durch die Rammdruckkontrolle, wodurch sich unverläßliche Ergebnisse der dynamischen Rammformeln zumeist erkennen und berichtigen lassen.

Weiterhin gab der Vortragende einen Überblick über die besonderen Vorzüge des Betons als Baustoff im Grundbau bezüglich seines Einbaues sowie bezüglich der mechanischen Wechselwirkungen zwischen Baustoff und Bodenschichten (Lastabbürdung) und erwähnte endlich die Vorteile von Bauxit und Fluor als Rohstoffen für die Betonerzeugung bei chemischer Gefährdung im Grundbau.

Nach einem Überblick über die neuen Betonbauweisen im Grundbau, ihre unaufhaltsame Fortentwicklung, insbesondere der durch maschinelle Fortschritte (Kompressoraggregate, Förderanlagen) gebotenen Anregungen, Grobbetongebläse, Grundkörpermaschine, Generalfundierung, Tiefschachtgründungen schilderte er die Unwirtschaftlichkeit der offenen und mit Bodenfreilegung verbundenen Schachtgründungen, wie sie bisher überwiegend in Anwendung kommen: Die dabei in Frage kommende Vernachlässigung der Lastabbürdung, der Verlust der natürlichen Bodenverspannung, die ungleichmäßige Spannungsverteilung auf ebenen Bausohlen sind nach ihm die Ursache peinlicher Rückschläge und rechtfertigen durchaus den Wunsch, daß in Zukunft dem Studium der zeitgemäßen Grundbautechnik in Wissenschaft und Praxis mehr Beachtung geschenkt wird als bisher. (Fortsetzung folgt.)

Über Heberanwendungen im Wasserbau sprach Dipl.-Ing. Vogt aus Borna bei Leipzig an dem Vortragsabende des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverbandes E. V. vom 10. Februar. Die Verwendung von Hebern sei bisher beschränkt gewesen, weil es schwierig sei, die in die Heberleitung von außen eindringenden und aus der Flüssigkeit sich ausscheidenden Gase (Luft, Kohlensäure usw.) aus dem Heber ohne besondere Absaugevorrichtungen hinauszufördern. Der Vortragende glaubt nun, in Anlehnung an eine Veröffentlichung von Baurat Lindley im Gasjournal 1909 eine geeignete Ausbildung des Heberfallrohres gefunden zu haben, wodurch die in der Heberleitung enthaltenen Gase zugleich mit dem Wasser ausgestoßen werden. Der Heber würde also selbstentlüftend wirken, wodurch die bisherige Beschränkung seiner Anwendung behoben sei.

Die Bedingungen, unter denen ein Heber einwandfrei arbeiten könne, seien folgende:

Erstens müsse die Heberleitung entweder wagerecht oder mit einer kleinen Steigung in der Richtung des fließenden Wassers verlegt werden. Auf keinen Fall dürfe sie ein Gefälle in der Richtung des fließenden Wassers haben, das größer sei als das Reibungsgefälle der Mindestdurchflußmenge in der Heberleitung. Zweitens müsse das Heberfallrohr ohne Krümmer senkrecht von der Heberleitung abgehen, am besten mit wagerechter Rohroberkante. Drittens müsse die Geschwindigkeit der kleinsten Durchflußmenge im Fallrohr mindestens 0,4 m/Sek. betragen. Viertens müsse der Auslauf des Fallrohres in den Vorfluter so ausgebildet sein, daß die ausgestoßene Luft keine rückläufige Bewegung im Fallrohr machen und dadurch den Heberabfluß stören könne.

Der Entlüftungsvorgang im Heberfallrohr vollziehe sich unter diesen Bedingungen in der Weise, daß die durch das Hebergefälle erzeugte Beschleunigung im oberen Teil des Fallrohres einen Unterdruck hervorrufe, der größer sei als das Hebervakuum, wodurch die im Heber befindliche Luft in das Fallrohr hineingesaugt und mit dem abwärts fließenden Wasser fortgewirbelt würde. Bei entsprechendem Überschuß an Hebergefälle könne man den Heber nach Bedarf auch zum Absaugen von Gasen für beliebige Zwecke, also als Vakuumkompressor verwenden. Die Eigenschaft der Selbstentlüftung eröffne den Hebern neue beträchtliche Anwendungsgebiete, weil eine Wartung und Betriebsüberwachung nicht mehr erforderlich sei.

An Hand von Lichtbildern zeigte der Vortragende verschiedene Anwendungsmöglichkeiten auf dem Gebiete der Wasserversorgung, der Abwasserbeseitigung und des Bauwesens. Wenn die Geländeverhältnisse die Anwendung eines senkrechten Fallrohres für die ganze Förderhöhe nicht gestatten, könne das Fallrohr durch Einschalten von Knien in mehrere Stufen aufgeteilt werden, wobei es ebenfalls nur nötig sei, den Übergang von einem Heberknie in das nächste so auszubilden, daß die mitgeführte Luft nicht wieder in das Heberfallrohr zurücktreten könne. Wenn die Abflußmenge stark schwanke, seien die Heberfallrohre in mehrere Einzelrohre von verschiedener Weite zu unterteilen, die nacheinander anspringen, damit die Bedingung $v \geqq 0{,}4$ m/Sek. gewahrt bleibe. Weiter gebe die Eigenschaft des selbstentlüftenden Hebers, als Saugkompressor zu wirken, die Möglichkeit, einen kleinen Heber als Anlaßheber zur Inbetriebsetzung eines großen Hebers zu benutzen, dessen Scheitel über dem Wasserspiegel der Absaugstelle liege.

Es wurde hier gezeigt, wie der Heber zur Abführung überschüssiger Wassermengen aus dem Zuflußgerinne von Kraftwerken, sowie als Überlauf oder Notauslaß von Staubecken Verwendung finden könne.

Im Anschluß an den Vortrag erläuterte Dr.-Ing. Heyn, Stettin, die Wirkungsweise der von seiner Firma entwickelten bekannten selbsttätigen Heber, bei denen das Ansaugen unter Vermeidung eines besonderen Anlaßhebers unmittelbar stattfindet.

Ob die von Herrn Vogt angegebene, vorstehend beschriebene Heberausbildung sich in der Praxis durchsetzen wird, bleibt abzuwarten.

O. Sch.

Eine neue Stahlsorte,[1]) den sogenannten High-Silicon-Steel verwendet man seit einiger Zeit in den Vereinigten Staaten von Nordamerika für besonders stark beanspruchte Teile großer Brücken, so beispielsweise für die Hell-Gate-Brücke in New York, nachdem man schon während des Krieges für Kriegschiffbau einen ähnlichen Stahl, den sogenannten High-Carbon-Steel, verwendet hatte. Der High-Silicon-Steel enthält 0,32 bis 0,35 % Kohlenstoff, 0,68 bis 0,72 % Mangan, 0,03 % Phosphor, 0,04 % Schwefel und 0,25 bis 0,28 % Silizium. Die Festigkeit dieses Stahles erreicht 60 kg/mm² bei einer Dehnung von 18 bis 20 %. Kürzlich sind Vorschriften für die Herstellung, Prüfung und Lieferung von High-Silicon-Steel erlassen worden, die demnächst in die allgemein gültigen Standardlisten der Vereinigten Staaten aufgenommen werden. Nickelstahl wird in Amerika nur wenig mehr für Brückenbau verwendet, da für diese Zwecke besser geeignete Stahlsorten hergestellt werden. Für Dampfkesselbau stellt Illinois Steel Co. jetzt einen besonders hochwertigen Stahl her, der 0,16 bis 0,22 % Kohlenstoff, 0,35 bis 0,55 % Mangan, 0,04 % Phosphor und 0,045 % Schwefel enthält. Für Dampfkessel der Kriegschiffe hat man mit gutem Erfolg den Kohlenstoffgehalt auf bis 0,32 % gesteigert. Für bestimmte Zwecke, wie beispielsweise für Kesselflammrohre, verwendet man wieder Puddeleisen, das nur 0,08 % Kohlenstoff enthält und vorzugsweise in American Puddled Iron Co. Warren, hergestellt wird. N. B.

[1]) Nach Mitteilung der American Iron and Steel Institute, United States Products Co.

Personalnachrichten.

Preußen. Dem Regierungs- und Baurat Schaefer bei der Regierung in Schleswig ist eine planmäßige Beförderungsstelle der Besoldungsgruppe A 11 und dem Regierungsbaumeister des Wasser- und Straßenbaufaches Olbert bei der Regierung in Breslau eine planmäßige Regierungs- und Bauratsstelle verliehen worden.

Der Regierungsbaurat Greiff bei dem Kulturbauamt in Meppen ist an das Kulturbauamt in Hannover versetzt worden.

Versetzt sind: die Regierungsbaumeister (W.) Dettmers vom Neubauamt in Wesermünde an das Wasserbauamt in Harburg a. d. Elbe, Krueger vom Bauamt für den Pregelausbau in Insterburg an das Kanalbauamt in Fallersleben und Friedrich Voß vom Wasserbauamt in Berlin an das Kanalbauamt in Öbisfelde.

Der Regierungsbaurat Müller bei dem Kulturbauamt in Hannover ist vorübergehend dem Oberpräsidenten daselbst überwiesen worden.

Überwiesen ist: der Regierungsbaumeister (W.) Hilfer vom Neubauamt in Meppen dem Wasserbauamt daselbst.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Ernst Wilde und Innocenz Autermann (Wasser- und Straßenbaufach).

Der Regierungs- und Baurat, Stadtrat a. D. Paul Hin in Frankfurt am Main, früher Mitglied der Eisenbahndirektion Köln, ist gestorben.

INHALT: Der Wasserkraftausbau in Baden. — Ergebnis des engeren Ausschreibens zu Erlangung von Entwürfen für den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim zum Ersatz der Schiffbrücke. (Fortsetzung.) — Hochwasserschutzpläne für das Kantondelta. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Neues über den Schneeschutz des Bahnkörpers. — Sciotoville-Brücke. — 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. — Über Heberanwendungen im Wasserbau. — Eine neue Stahlsorte. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

[7]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 12, S. 180, u. 1927, Heft 12, S. 199.
[8]) Vergl. auch Stern: Moderne Grundbautechnik. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 1. April 1927 Heft 15

Die Böschungsrutschungen im Rosengartener Einschnitt der Eisenbahnlinie Berlin-Frankfurt (Oder).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Dipl.-Ing. **Guttstadt.**

Bei dem in den Jahren 1841/42 ausgeführten Bau einer Eisenbahn von Berlin nach Frankfurt (Oder) mußte etwa 6 km westlich von Frankfurt (Oder) die Wasserscheide zwischen Elbe und Oder bei dem Dorf Rosengarten überschritten werden. Dieser Scheitelpunkt der Strecke war betrieblich höchst ungünstig, da sich auf beiden Seiten Steilrampen mit Neigungen bis zu 1 : 100 befanden, was besonders bei dem Aufstieg von Osten her aus dem Odertal ins Gewicht fiel. Obwohl die Scheitelstrecke bis zu 11 m tief in das Gelände eingeschnitten war, betrug der Höhenunterschied gegen den Bahnhof Frankfurt (Oder) etwa 41 m. Für das Überwinden dieser Höhe standen nur etwa 5 km als Längenentwicklung zur Verfügung, das ist eine durchschnittliche Steigung 1 : 122. Infolgedessen mußten fast alle Züge mit Vorspann- oder Drucklokomotiven befördert werden. Auch waren in Briesen 16 Hilfsbremser als Verstärkungspersonal für die Güterzüge stationiert.

Nach der Verstaatlichung der Eisenbahnen zeigte sich ein weiterer Mißstand, und zwar in dem Bahnhof Frankfurt (Oder) selbst. In diesen waren allmählich fünf Strecken eingeführt worden, die aber, da sie von verschiedenen Gesellschaften betrieben wurden, vielfach getrennte Anlagen hatten. Anfang der achtziger Jahre wurden zwar Umbauten ausgeführt, um die baulichen Anlagen sowie den Betriebsdienst zu vereinfachen. Gegen Ende des vorigen Jahrhunderts ergab sich aber doch die Notwendigkeit einer vollkommenen Umgestaltung der Bahnhofsanlagen in Frankfurt (Oder).

Dabei wurde nordwestlich des jetzigen Bahnhofs längs der Freienwalder Strecke ein großer Verschiebebahnhof vorgesehen, der durch eine besondere Güterzugstrecke an die Berliner Strecke bei Rosengarten angeschlossen wurde. Dieser Plan führte weiter zu dem Gedanken, die betrieblichen Verhältnisse auf der Scheitelstrecke der Berlin-Frankfurter Eisenbahn durch Senken dieser Strecke zu verbessern. Es sollten aber dabei nicht nur Ersparnisse an Betriebskosten erzielt werden. Ein weiterer Vorteil hierbei war ein günstiger Anschluß der neuen Güterzugstrecke vom Verschiebebahnhof aus, da dieser etwa 41 m tiefer als die alte Scheitelstrecke liegt. Der dritte Vorteil war das Gewinnen von Bodenmassen für die Aufschüttung des Verschiebebahnhofs. Bei dem Senken waren über 1 Mill. m³ Boden zu beseitigen, die in günstiger Weise und zwar bergab nach dem Verschiebebahnhof befördert werden konnten. Eine Wirtschaftlichkeitsberechnung im Jahre 1906 ergab eine kapitalisierte Ersparnis an Betriebskosten von etwa 1,9 Mill. Mark, während sich die Baukosten nach dem Voranschlage nur auf 1,3 Mill. Mark beliefen.

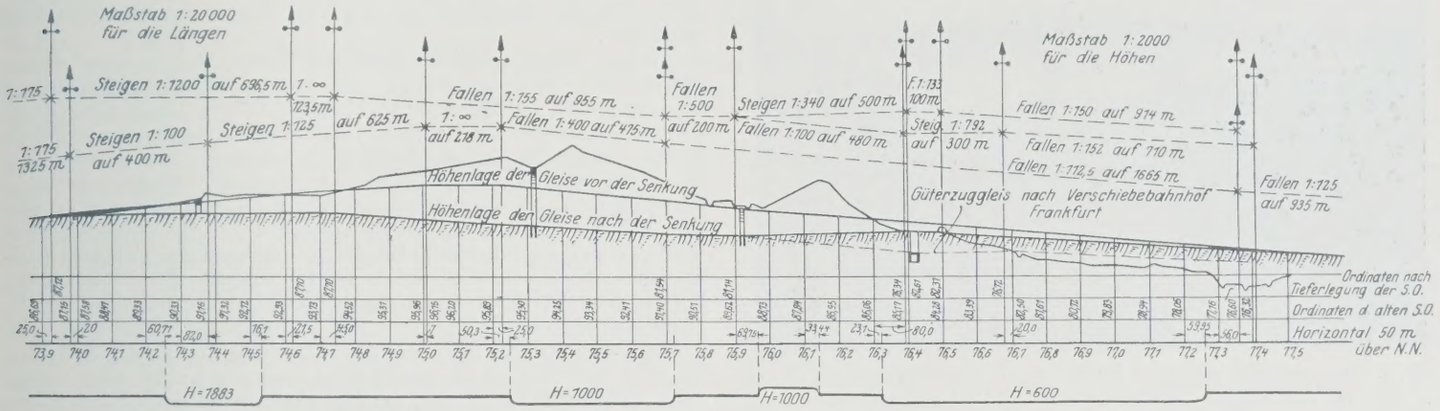


Abb. 1. Höhenplan für die Gradientensenkung.

Das Senken der Scheitelstrecke, wobei ihre S.-O. um 8,5 m tiefer gelegt wurde, geschah auf eine Länge von über 3 km. Es entstand von km 74,0 bis km 76,3 ein Einschnitt von 2,3 km Länge und bis zu 24 m Tiefe. Das stärkste Gefälle wurde auf 1 : 150 abgeflacht (Abb. 1). Die Arbeiten sollten in der Zeit vom 1. März 1911 bis Herbst 1914 ausgeführt werden. Dabei waren drei Bauabschnitte vorgesehen, in denen das Planum unter Aufrechterhaltung des Eisenbahnbetriebes allmählich in drei Stufen tiefer geführt werden sollte (Abb. 2). Bodenuntersuchungen wurden in der üblichen Weise vorgenommen, indem Bohrlöcher hergestellt und aus der Reihenfolge der dabei gefundenen Bodenarten ein Schluß auf die Schichtenfolge gezogen wurde. Die Bodenarten selbst wurden geologisch bestimmt, wobei die vor Beginn der Bauarbeiten ausgeführten Bohrlöcher keinerlei

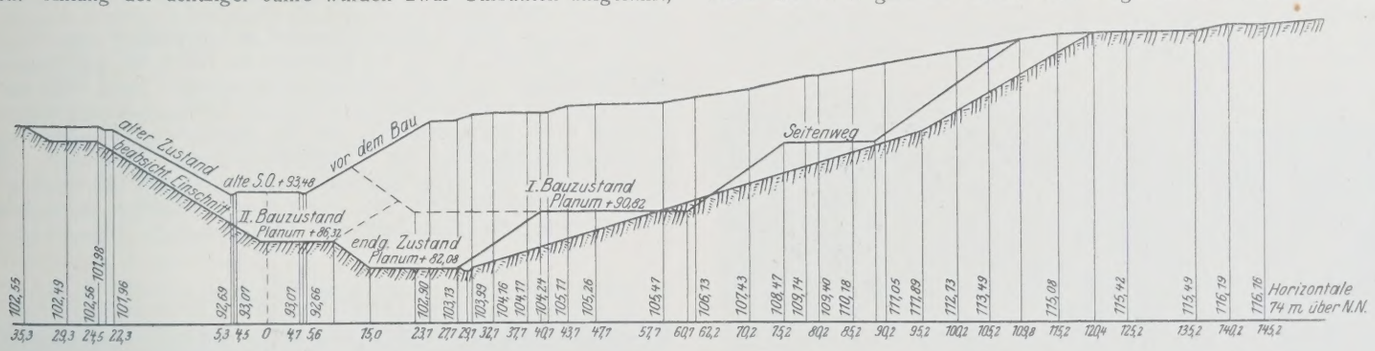


Abb. 2. Querschnitt in km 75,5 + 0 mit Darstellung der Bauzustände.

ungünstige oder warnende Aufschlüsse ergaben. Es wurde unter einer Sandschicht eine Kalkschicht und darunter fetter Ton gefunden. Auch wurde Wasser stellenweise angetroffen.

Während des Baues trat zu einer Zeit, als die endgültige Tiefe des Einschnitts noch nicht erreicht war, in der südlichen Böschung zwischen km 75,5 und 75,6 am 28. August 1911, nachmittags 2 Uhr, plötzlich ohne vorher erkennbare Ursachen eine große Rutschung von über 20 000 m³ Boden ein. Im Jahre 1913 folgte 600 m weiter östlich eine neue Rutschung mit etwa 60 000 m³ Boden. An der ersten Stelle fand am 27. Mai 1914, vormittags ½6 Uhr, und zwar wiederum ohne vorher erkennbare Ursachen, ein weiterer Erdrutsch mit etwa 150000 m³ Boden statt. In den nächsten Jahren traten mehr oder weniger umfangreiche Bewegungen ein, und zwar immer, bis auf zwei Stellen, nur auf der Südseite. 1920 wiederholte sich

an der ersten Stelle eine Rutschung, es schlossen sich Rutschungen weiter östlich bei km 76,2 und 76,4 sowie westlich bei km 74,8, bei km 74,9, ferner zwischen km 75,2 und 75,3 an. Diese Bewegungen zeigten sich zum Teil in den nächsten Jahren wieder an denselben Stellen. Ein größerer Böschungsrutsch ereignete sich im Gebiete der Hauptrutschungen zwischen km 75,4 und 75,6 am 7. Dezember 1922.

Am 26. Dezember 1925 zeigte sich plötzlich an einer bisher ungefährdet gewesenen Böschung, die aber unmittelbar nach Westen an die bisherige Hauptrutschungsstelle anschließt, eine Gefahr. Ein Lokomotivführer meldete um $^1/_2 8$ Uhr abends, daß er bei der Durchfahrt eine Senkung des südlichen Gleises Berlin—Frankfurt gespürt habe. Wenige Stunden darauf, kurz vor 2 Uhr nachts am 27. Dezember 1925, trat ein erheblicher Böschungsrutsch auf der Südseite mit etwa 40 000 m³ Boden zwischen km 75,3 und km 75,4 ein, der beide Gleise auf 100 m Länge zerstörte. Das am Böschungsfuß liegende Gleis Berlin—Frankfurt wurde

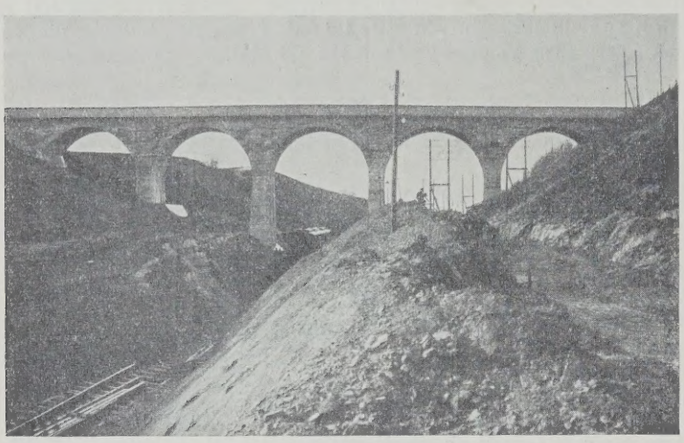


Abb. 3. Die senkrecht stehenden Schwellen des Gleises Frankfurt—Berlin. Im Vordergrunde Erdarbeiten für das Umfahrungsgleis.

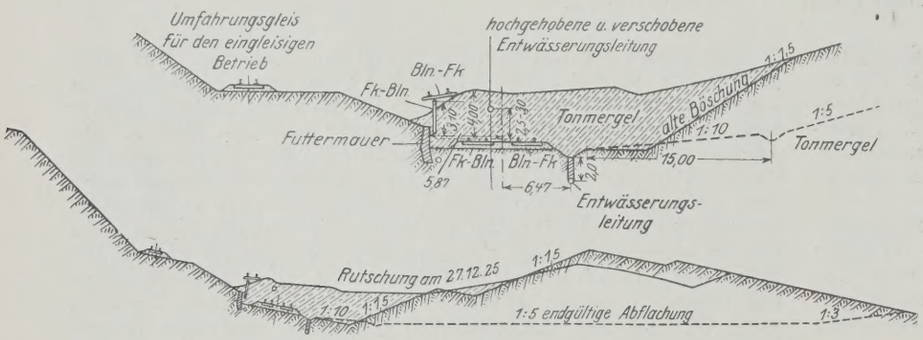


Abb. 4. Querschnitt der Rutschung am 27. Dezember 1925 mit Verdrückung und Stauchung in km 75,3 + 85.

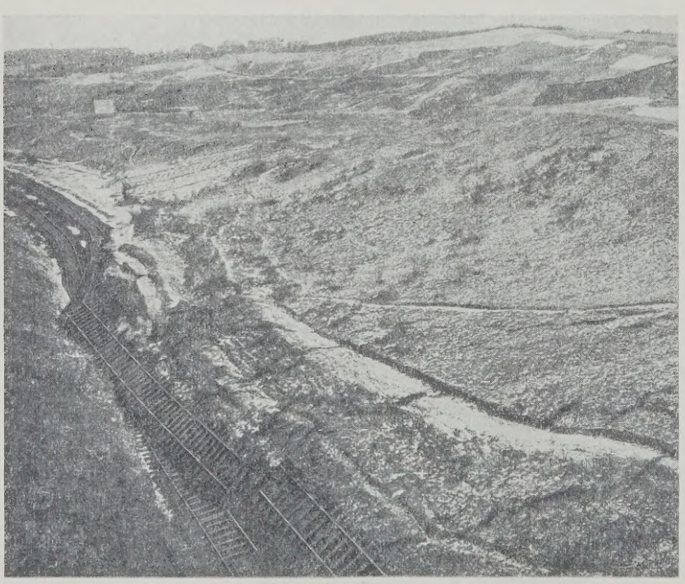


Abb. 5. Blick auf die Rutschung vom 27. Dezember 1925 von Westen mit Abbruch im Gelände rechts oben.

auf etwa 25 m Länge bis zu 4 m hochgehoben und nach Norden über das Gleis Frankfurt—Berlin geschoben. Bei letzterem Gleis hatte die Hebung nur das südliche Schwellenende gefaßt und dieses um das nördliche Ende so nach oben gedreht, daß die Schwellen senkrecht standen. Das so gedrehte Gleis legte sich gegen eine an dieser Stelle befindliche Futtermauer (Abb. 3 bis 5a). Bei den weiteren Untersuchungen hat sich übrigens ergeben, daß der Ausdruck des Hochhebens der Gleise zu einer falschen Schlußfolgerung führen kann. Es handelt sich nicht um ein eigentliches Heben des Planums, sondern mehr um ein Hochstauchen, da die abrutschenden Massen an der Böschung der Nordseite Widerstand fanden. Anfang Mai, also nach viermonatlicher Arbeit, gelang es, das alte Planum an dieser Stelle freizulegen, das dabei im großen und ganzen fast unbeschädigt vorgefunden wurde. Es lagen auf dem Planum Tonmassen, die von der Böschung abgerutscht und sich bei der Stauchung sowie dem Anprall an die Nordseite über das Planum geschoben hatten. Die kleine Futtermauer war gänzlich unbeschädigt. Die am Fuß der Südböschung liegende Entwässerungsleitung war aus einer Tiefe von 2 m unter Planum auf eine Höhe von 2,50 bis 3 m über Planum hochgedrückt und dabei gleichzeitig bis zu 6 m nach Norden verschoben. Überhaupt hatte sich der eigentliche Stoß der Rutschung nur auf eine Länge von höchstens 25 m beschränkt.

Dieser Böschungsrutsch führte zum ersten Mal zu einer völligen Außerbetriebsetzung der Strecke. Die früheren Rutschungen hatten nur im Januar 1921, im Dezember 1922 und im Februar 1923 betriebsstörend gewirkt, indem sie das südliche Gleis Berlin—Frankfurt verschütteten. Damals konnte der Betrieb eingleisig zwischen den benachbarten Bahnhöfen Rosengarten und Pillgram aufrechterhalten werden, wobei die Sperrungen drei bis sechs Wochen dauerten. Dieses Mal war es sofort klar, daß das Freilegen der Gleise erhebliche Zeit in Anspruch nehmen würde, zumal die Arbeiten gerade in die ungünstigste Jahreszeit fielen. Es mußte also ein Notgleis neben den Betriebsgleisen zur Durchführung des Betriebes während der Wiederherstellungsarbeiten gebaut werden. Glücklicherweise war in dem Einschnitt auf der Nordseite das Planum des zweiten Bauzustandes noch ziemlich vollständig vorhanden, das jedoch bis zu 6 m höher lag als die Betriebsgleise. Es wurden aber umfangreiche Erdarbeiten erforderlich, um dieses Planum für ein Notgleis instandzusetzen und es an die Strecke anzuschließen. Am Westende war dieses mit einer Rampe 1:100 auf 360 m Länge möglich. Beim Bahnhof Rosengarten, am Ostende aus Richtung Frankfurt, wurde aber eine Steilrampe 1:40 auf 270 m Länge nötig (Abb. 6). Während der Bauarbeiten für dieses Umfahrungsgleis wurde der Personenverkehr über Cüstrin geleitet, die Güterzüge fuhren teils über Cottbus, teils über Cüstrin oder über Werbig. Für den Lokalverkehr war Pendelbetrieb zwischen Frankfurt und Berlin über Fürstenwalde mit Umsteigen an der Unfallstelle eingerichtet. Nach 14tägiger Tag- und Nachtarbeit konnte das Umfahrungsgleis für den Personenverkehr und für die Eilgüterzüge in Betrieb genommen werden. Acht Tage später folgte ein großer Teil der Güterzüge, der Rest nach weiteren acht Tagen.

Dieses Umfahrungsgleis war betrieblich nur ein Notbehelf, da in die Hauptstrecke außer der Steilrampe ein eingleisiges Stück von etwa 5 km Länge eingeschoben war. Auch mußten alle Züge des Personenverkehrs in Richtung Berlin in Rosengarten zum Ansetzen einer Drucklokomotive für die Steilrampe 1:40 halten, die Güterzüge wurden schon vom Verschiebebahnhof an geschoben. Mitte Juli 1926 waren die Freilegungsarbeiten soweit gefördert, daß ein Streckengleis zur Wiederaufnahme des zweigleisigen Betriebes herangezogen werden konnte. Seit Ende September 1926 fahren die Züge wieder wie

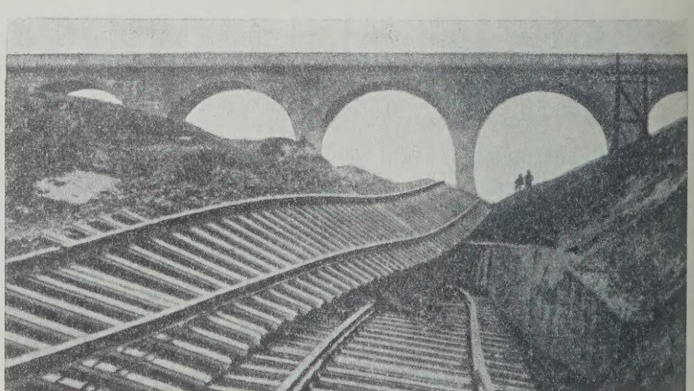


Abb. 5a. Rutschung vom 27. Dezember 1925. Die verschobenen Gleise.

vor dem letzten Erdrutsch. Jedoch wird das Umfahrungsgleis auch für die Zukunft ständig betriebsfähig erhalten.

Vom Beginn der Arbeiten für das Senken der Scheitelstrecke an hatte sich die Geologische Landesanstalt in Berlin an den geologischen Forschungen beteiligt. Sie hat auch bei dem Untersuchen der Rutschungen mitgearbeitet und hat in den Jahren 1912 und 1914 Gutachten erstattet. Damals wurde festgestellt, daß sich die Schichten in außerordentlich stark gestörter Lage befinden. Sie streichen von Osten nach Westen und fallen von Süden nach Norden ein. Die Schichtenfolge wurde als dünne, nur wenige Meter starke Oberflächenschicht aus Sand, Kies u. dergl., als darunterliegende Masse von sehr fettem dunklen Tonmergel bis zu mehr als 20 m Mächtigkeit, als darunter folgende Masse von Sand und Kies, dann als eine äußerst mannigfaltig zusammengesetzte Schichtenfolge von interglazialen Ablagerungen, insbesondere Süßwasserkalk und schließlich als dunkler, sehr fetter Tonmergel, der von zahlreichen Gleitflächen, sogenannten Harnischen, durchsetzt ist, ermittelt. Die Ursache der Böschungsrutsche wurde nur, wie üblich, auf geologischem Gebiet erforscht. Sie wurde in einer Störung der Gleichgewichtslage der Erdschichten gesehen, besonders an den Stellen, wo den auflagernden Sandmassen durch das Vertiefen des Einschnitts der Fuß genommen war. Es wurde aber damals schon erkannt, daß der Einschnitt fast in seiner ganzen Länge gefährdet sei.

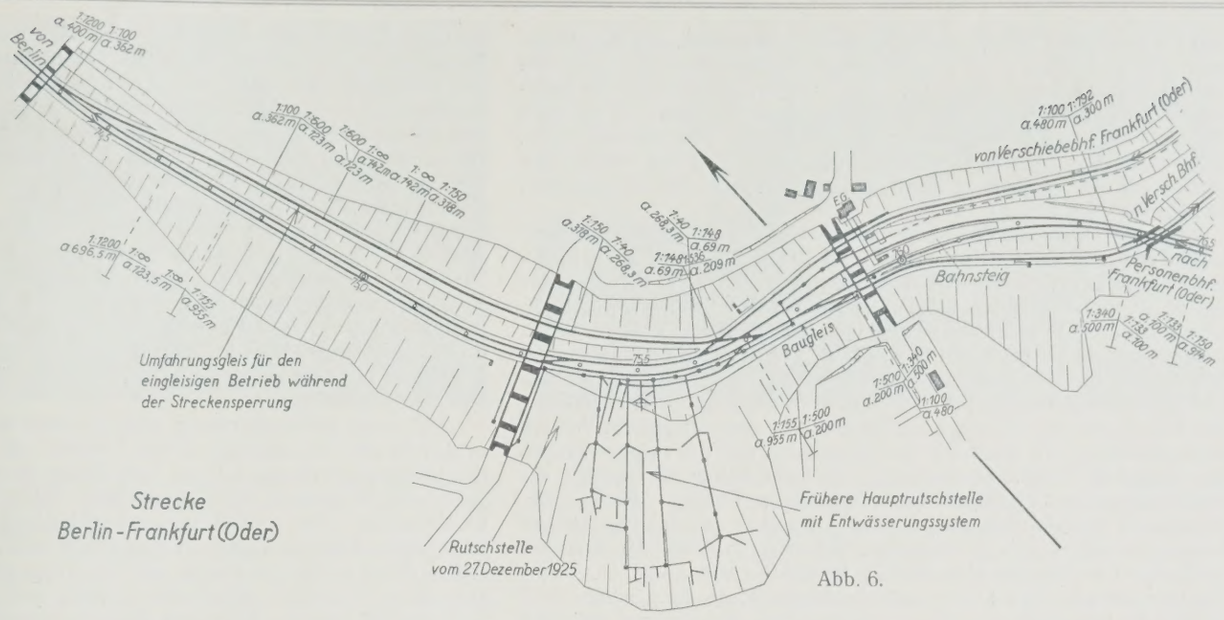


Abb. 6.

Nach diesem Gutachten wurde zur Sicherung des Einschnittes das Beseitigen der auf der Kalkschicht auflagernden Sandmassen vorgeschlagen. Da hierbei aber gewaltige Bodenmengen hätten abbefördert werden müssen, was sehr erhebliche Kosten erfordert hätte, mußte man sich mit der Anlage eines 6 bis 10 m breiten Vorlandes in Höhe des Planums und mit der Anlage von Bermen begnügen. Allmählich würde dann, wie man hoffte, der Einschnitt zur Ruhe kommen. Diese Arbeiten ergaben eine Bodenbewegung von etwa 400 000 m³.

Das Gutachten von 1914 bestätigte das erste Gutachten im großen und ganzen insbesondere in bezug auf die Schichtenlagerung. Es riet ebenfalls zum Abtragen der auflagernden Sandmassen. Der inzwischen ausgebrochene Krieg verhinderte nicht nur eingehendere Untersuchungen, sondern auch großzügige Bauarbeiten. Außer dem Abtragen vieler hunderttausend m³ Boden wurden Rigolen bis zu 9 m Tiefe angelegt. Es wurden weiter Faschinen eingebaut sowie viele tausend Weidenstecklinge eingepflanzt und Lupinen eingesät. Auch wurde ein Rutengänger herangezogen, um etwaige Wasseradern zu ermitteln. Man vermutete also immer weiter die Ursachen nur auf geologischem Gebiet. Als Ursache der Böschungsrutsche sah man eben die wasserführenden Süßwasserkalkschichten an und wollte daher die Böschungen trockenlegen und befestigen.

Vom Sommer 1922 ab wurde versucht, das im Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens, Heft 7 vom 1. April 1922 in dem Aufsatze des Regierungsbaurats Lieffers „Beseitigung von Rutschungen auf der Neubaustrecke Annaberg—Deutsch Krawarn“ beschriebene Verfahren zum Trockenlegen von Böschungen unter Anpassung an die örtlichen Verhältnisse anzuwenden. Am Fuße der Böschung wurde eine tiefliegende Entwässerungsleitung durch den ganzen Einschnitt gebaut, von der die Böschung hinauf Sickerstränge mit Drainrohren führen. Von diesen zweigt ein System von Seitensträngen ab, mit denen die Wasseradern und Wassersäcke in dem Ton abgefangen werden sollten. Diese Stränge wurden daher zum Teil bis zu sehr erheblicher Tiefe ausgeführt. Sie wurden bis etwas über Geländeoberkante mit Kohlenschlacke ausgefüllt. An der Einmündung der Seitenstränge in die Hauptstränge wurden Schächte gebaut, die zugleich zum Beobachten des Abflusses dienen.

Im Herbst 1925 untersuchte die Geologische Landesanstalt den Einschnitt darauf, ob sich etwa im tieferen Untergrunde ein paläozoischer Salzstock befindet. In diesem Falle wäre es ausgeschlossen gewesen, der Böschungsrutsche jemals Herr zu werden, da infolge von Ablaugungsvorgängen das Deckgebirge ständig beweglich gehalten worden wäre. Die mit der Drehwage ausgeführten Untersuchungen bestätigten diese Vermutung glücklicherweise nicht. Das hierauf erstattete Gutachten erkannte aber bereits, daß die Rutschungen doch verwickelter wären, als bisher von Geologen und Technikern angenommen worden war.

Der Böschungsrutsch vom Dezember 1925 überraschte nicht nur durch seine Plötzlichkeit, sondern auch besonders durch seinen Umfang und seine Gewalt. Es wurde nunmehr klar, daß weder Geologen noch Techniker bisher genügend Hilfsmittel zur Erforschung der Ursachen gehabt hatten. Jetzt durfte weder an Zeit noch an Kosten gespart werden, um durch eingehende und umfangreiche Untersuchungen zu versuchen, Klarheit über die Ursachen zu schaffen.

Das Gelände wurde mit einem Netz von Bohrlöchern und Schächten, insgesamt 126 Stück, überzogen, wobei erstere bis zu 60 m Tiefe, letztere bis zu 25 m abgeteuft wurden. Dabei wurde die zwar schon früher gewonnene Erkenntnis bekräftigt, daß der Rosengartener Einschnitt ein Gebiet von ganz besonderer geologischer Zusammensetzung freigelegt hat, wie es sonst nur selten zu finden ist. Die Untersuchung der angetroffenen Bodenarten wurde nunmehr nicht nur auf das geologische Gebiet beschränkt, die Bodenarten wurden auch physikalisch und chemisch unter-

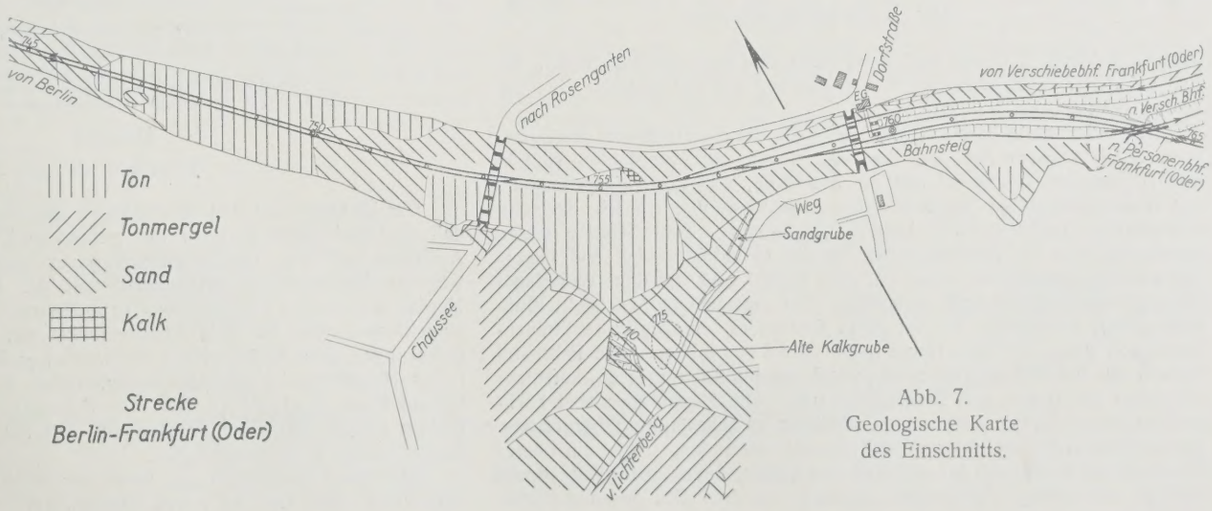


Abb. 7.
Geologische Karte des Einschnitts.

sucht. Es wurden physikalische Messungen ausgeführt, um vergleichsweise festzustellen, welcher Zug aufgewendet werden muß, um den Boden aus seiner Lage herauszubringen. Die Versuche zeigten, daß die natürlichen Böschungen des Sandes in der Oberfläche eine zum Teil um mehr als die Hälfte geringere Kohärenz gegenüber den Rutschmassen haben, d. h. es kann von einem physikalischen Rutschen, also von einem Überwinden der inneren Reibung durch den Hangtrieb bei den Rutschmassen nicht gesprochen werden.

Das auf Grund dieser Untersuchungen von der Geologischen Landesanstalt erstattete Gutachten vom 20. April 1926 führt aus, daß die Frankfurter Gegend sowieso schon in der Geologie durch die Eigenart ihrer Schichtenzusammensetzung bekannt ist, durch den bunten Wechsel von tertiären braunkohlenführenden Schichten, solchen des Diluviums, Lehm, tonigen Sanden, Mergelsanden usw., die sich nicht mehr in ihrer ursprünglichen Ablagerungsform befinden, sondern gefaltet, zusammengeschoben und gegeneinander verworfen erscheinen. Die nachträgliche Beeinflussung des Bodens, die die Unterlage für die heutigen morphologischen Verhältnisse geschaffen hat, hängt mit der Auflagerung und den Folgewirkungen des nordischen Inlandeises zusammen, das lange Zeiträume hindurch mit vorübergehenden Unterbrechungen auf diesem Gebiete lastete. Die besonderen Bodenbeeinflussungen des Inlandeises durch ihre starken Pressungen häufen sich in denjenigen Gebieten, in denen der Rand der nordischen Inlandmassen eine Zeitlang feststehend war.

Der normale tiefe Untergrund des Rosengartener Einschnittes wird aus den im wesentlichen aus Ton zusammengesetzten tertiären Schichten gebildet. Sie wurden aber durch die früheren Aufschlüsse noch nicht erreicht. Diese tertiären Schichten sind nicht nur innerhalb ihres festen Zusammenhanges, soweit der Einfluß des Eisdrucks reichte, durchknetet und beeinflußt. Sie sind auch von dem Eise stellenweise vollkommen aufgearbeitet worden und bilden dann in diesem Zustande den Stoff der diluvialen Schichten, zum mindesten einen wesentlichen Teil derselben. Gesetzmäßige Mächtigkeiten oder regelmäßige Reihenfolge in der Überlagerung gibt es in diesem wirr zusammengesetzten Gebiete für die einzelnen Schichten überhaupt nicht (Abb. 7).

Die Sande und Tone treten abwechselnd an die Oberfläche. Die altdiluvialen schwarzgrauen Tone zusammen mit interglazialen Kalken, Tonen und Sanden durchragen verschiedentlich in Form aufgewölbter, mehr oder weniger breiter Buckel die jüngeren Schichten. Dabei wurde im Planum der Ton bei einer Tiefe von 56 m noch nicht durchteuft. Diese Aufsattelungen der ursprünglich eben abgelagerten Tone sind auf ein drückendes und streichendes Wirken eines späteren Vorstoßes des Inlandeises zurückzuführen.

Die ersten Böschungsrutsche sind sicherlich dadurch entstanden, daß an den Stellen der emporgewölbten Tonsättel die hangenden Sand- und Geschiebemergelmassen auf der nach Norden geneigten Grenzfläche der Tone nach Wegnahme ihres schützenden Haltes im Planum abglitten. Weiter glaubte man, daß die wasserdurchlässigen Sandmassen auf ihrer wasserundurchlässigen Unterlage abgerutscht seien, sobald das durch die Sande durchgedrungene Wasser auf die Tone gelangt war, wobei die dazwischen liegenden interglazialen Kalke und schmierigen Tone als Schmiermittel wirkten. Es müssen aber schon damals außer dem Abgleiten des Sandes Bewegungen in den Tonen aufgetreten sein. (Schluß folgt.)

Hebung und Wiederherstellung einer durch Hochwasser beschädigten Brücke bei Wesel.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungs- und Baurat **Conradt**, Essen.

Bei dem gewaltigen Hochwasser des Rheins und der Lippe im Januar 1926 wurde die Spellener Straßenbrücke in Friedrichsfeld bei Wesel, die unweit des Rheins den im Bau befindlichen Kanal Wesel—Datteln überbrückt, beschädigt. Infolge der außerordentlichen Höhe des Wassers hatte es sich als notwendig erwiesen, die in der Nähe der Brücke gelegene Baugrube für die Schleuse Friedrichsfeld, um einen Einsturz der Baugrube zu verhindern, der Hochwasserflut freizugeben. Der Erdkern, der die Schleusenbaugrube gegen das östlich anschließende ausgehobene Kanalbett abschloß, leistete dem hohen Überdruck nicht genügend Widerstand und brach durch. Das Wasser stürzte damit in das Kanalbett und traf an der Spellener Brücke auf den noch stehengebliebenen, das Kanalbett durchquerenden ehemaligen Straßendamm, überflutete diesen und unterspülte das südliche Widerlager, das sich auf der Wassereinbruchseite um 2,56 m, auf der anderen Seite um 1,30 m senkte (Abb. 1 u. 2).

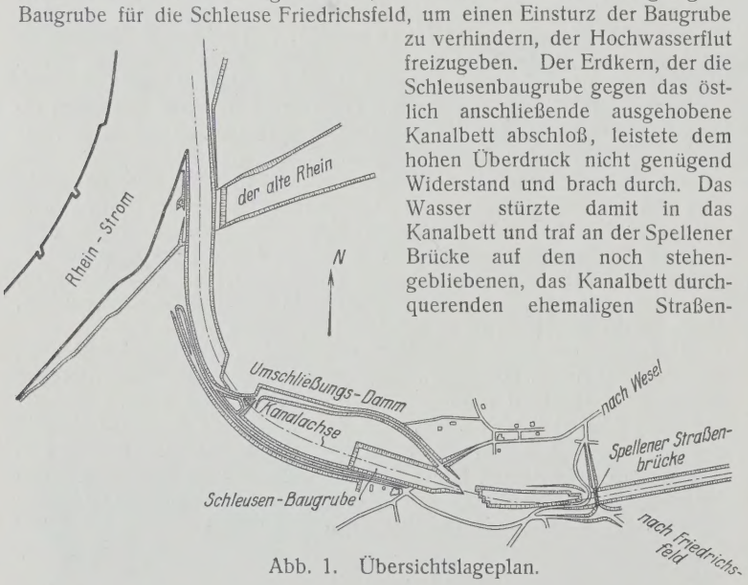


Abb. 1. Übersichtslageplan.

Das beschädigte Bauwerk stellt eine für die Kanalbrücken des Lippeseitenkanals typische Art dar. Die Widerlager aus Stampfbeton sind in offener Baugrube gegründet und so bemessen, daß nach einer Senkung der Widerlager infolge Bergbaues ihre Aufhöhung möglich ist. Die entwurfsmäßige Bodenpressung betrug 2,75 kg/cm². Zum Schutze gegen Beschädigungen bei Bergsenkungen ist die Grundplatte des Widerlagers mit einem Rundeisenrost versehen. Die Flügel sind mit dem Widerlager durch Eiseneinlagen kräftig verspannt. Der eiserne Überbau ist in Flußstahl (St 37) ausgeführt; er hat 56 m Stützweite, eine nutzbare Straßenbreite von 8 m und einen Hauptträgerabstand von 8,70 m. Die Fahrbahn besteht aus Basaltkleinpflaster, das, mit Zementmörtel vergossen, auf einer Unterlage aus Beton und Zores-Eisen ruht. Die Hauptträger sind Fachwerkträger mit halbparabelförmiger, durchgehend gekrümmter Obergurtung. An Verbänden ist ein unterer Windverband vorhanden, sowie ein oberer Windverband im Bereich der mittleren vier Felder, der an jeder Seite durch kräftige vollwandige Portalriegel abgeschlossen ist. Das gesamte Eigengewicht des Überbaues beträgt rd. 500 t, das Eisengewicht rd. 250 t. Die Brücke wurde im Jahre 1921 erbaut.

Die sofort nach dem Unfall vorgenommenen Feststellungen und Aufmessungen an der Brücke ergaben folgendes:

Das Widerlager hatte sich, wie bereits erwähnt, auf der Westseite um 2,56 m, auf der Ostseite um 1,30 m gesenkt. Infolge der ungleichen Senkung hatte das Widerlager in Höhe der Auflager eine seitliche Verschiebung um 1,45 m nach Westen erlitten. Das nördliche Widerlager war in seiner entwurfsmäßigen Lage geblieben. Der Mauerkörper des gesenkten Widerlagers zeigte — abgesehen von Einrissen im Brüstungsmauerwerk — in seinem Gefüge keine Schäden.

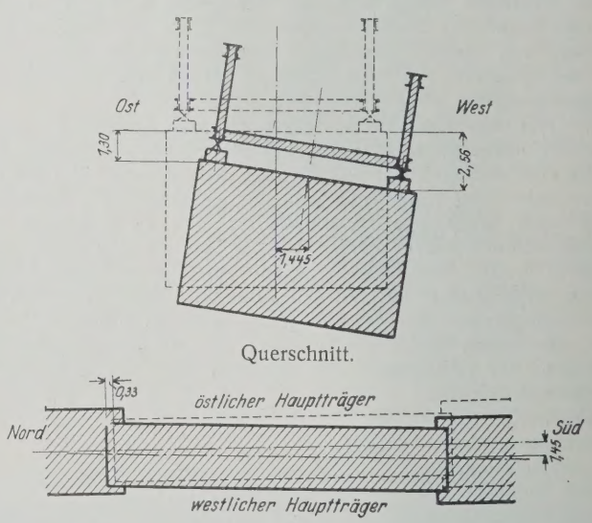


Abb. 3. Aufnahme nach der Senkung.

Der Überbau war den Bewegungen des südlichen Widerlagers, ohne daß die Pflasterdecke gerissen war, gefolgt und hatte sich von den festen Auflagern auf dem nördlichen Widerlager abgeschoben. Durch die Bewegung des südlichen Widerlagers war der Überbau um 33 cm nach Norden verschoben und zwischen dem Mauerwerk beider Widerlager fest eingeklemmt (Abb. 3). Die Einklemmung war so stark, daß die Aufmauerungen über Auflagerhöhe am nördlichen Widerlager durch den östlichen Hauptträger abgedrückt waren, wobei der Auflagerbock um seine hintere Kante hochgekippt war. Die Fahrbahn-Endabschlüsse und Gleitplatten zeigten Zusammendrückungen. Die Stäbe des unteren Windverbandes waren leicht ausgebogen.

Alle diese Beschädigungen waren als verhältnismäßig geringfügig zu betrachten. Ernsterer Art waren dagegen die Beschädigungen des oberen

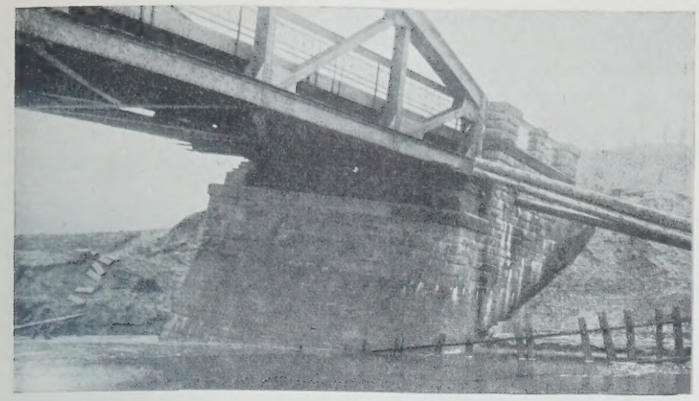


Abb. 2.

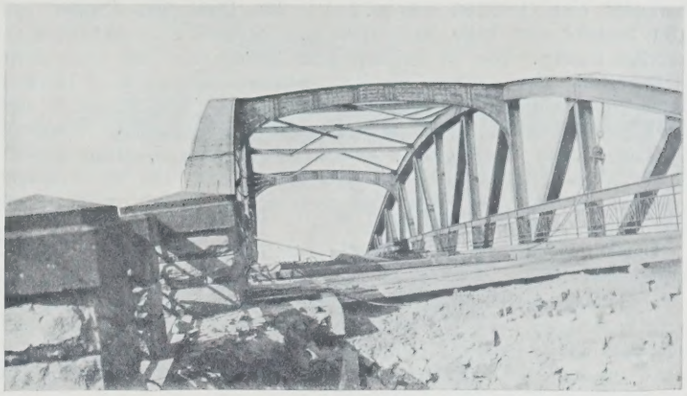


Abb. 4.

Windverbandes, dessen Streben teils ausgeknickt, teils gerissen waren, während die Zwischenriegel starke Ausbiegungen zeigten und die Endportale sich in S-förmigen Linien gebogen hatten.

Die Schäden waren in der Hauptsache veranlaßt durch eine diagonal zur Brücke wirkende Druckkraft Q von etwa 180 t aus der Einklemmung zwischen den Widerlagern und durch die infolge der windschiefen Lage des eisernen Überbaues verursachte Verschiebung der Obergurtknotenpunkte.

Die Wiederherstellung der Brücke war sowohl des gestörten Verkehrs wegen als auch um des Bauwerkes selbst willen aufs schnellste, aber doch mit aller Vorsicht durchzuführen. Diese Arbeit umfaßte in der Hauptsache zwei Vorgänge, nämlich:

die Hebung, Wiedereinrichtung und Instandsetzung des eisernen Überbaues und

den Ausbau des südlichen Widerlagers zu einem neuen, der richtigen Brückenlage wieder angepaßten Auflagerkörper.

Vor Durchführung der Wiederherstellungsarbeiten am eisernen Überbau war eingehend zu untersuchen, welche Spannungen durch die Formänderung und die Einklemmung entstanden waren, um feststellen zu können, ob — außer den dem Auge sichtbar beschädigten Teilen — noch andere Bauteile im Querschnitt oder im Nietanschluß so hoch beansprucht waren, daß ihr Ersatz notwendig war. Die Grundlage dieser Untersuchung bildete ein genaues Aufmaß des Formänderungszustandes. Es wurde die genaue Lage der oberen und unteren Gurtung beider Hauptträger an jedem Knotenpunkte durch genaue Höhen- und Seitenmessung in der Weise bestimmt, daß am Obergurt je vier Kanten, am Untergurt die zwei äußeren Kanten in ihrer Höhen- und Seitenlage aufgemessen wurden. Auf diese Weise war es möglich, ein genaues räumliches Netz der verformten Brücke aufzuzeichnen, welches die Verwindung der Hauptträger wiedergab. Bei der dann aufgestellten Berechnung wurde weiter der bei der Aufstellung im Jahre 1921 durch genaue Messungen ermittelte Zustand des Überbaues nach der Vernietung berücksichtigt, bei der den oberen Gurten unerhebliche seitliche Abweichungen aus der Sollage von einigen Millimetern belassen waren. Die Berechnung erstreckte sich in der Hauptsache auf die Nachrechnung der aus Querträgern und Ständern gebildeten Halbrahmen, auf die Nachrechnung der Hauptträger und des unteren Windverbandes. Die Halbrahmen hatten infolge der Verwindung der Brücke Zusatzkräfte erhalten, die Spannungen zur Folge hatten, die teilweise bis nahe an die Streckgrenze herangingen, sie jedoch nicht überschritten. Für den unteren Windverband trat außer der seitlichen Komponente infolge der Schieflage der Brücke noch die Zusatzbeanspruchung durch das Einklemmen hinzu. Eine Nachrechnung der Streben ergab, daß die einklemmende Kraft ein Maß von 183 t überschreiten mußte, wenn diese Streben ausknicken sollten. Da Ausknickungen jedoch nicht feststellbar waren, konnte man schließen, daß die Kraft von 183 t nicht überschritten war. Für diese Last waren die Beanspruchungen auch in den Anschlüssen der Streben in den zulässigen Grenzen geblieben. Für den Endquerträger am südlichen Widerlager ergab sich im Anschluß eine Beanspruchung von rd. 1900 kg/cm². Für den oberen Windverband wurden infolge der Wirkung der Kraft Q und infolge der verschiedenen Schräglagen der beiden Obergurte Spannungen festgestellt, die über der Bruchgrenze lagen und daher zu einer Beschädigung einzelner Stäbe führten (vergl. Abb. 4).

In den Portalriegeln ist eine Beanspruchung über die Streckgrenze hinaus nicht festgestellt worden. Die aussteifende Wirkung der Betonfahrbahndecke, noch erhöht durch das in Mörtel verlegte Kleinpflaster, blieb bei den Berechnungen außer Ansatz. Man muß jedoch annehmen, daß diese Decke den unteren Verband stark entlastet hat.

Kurz zusammengefaßt war das Ergebnis der rechnerischen Ermittlungen, daß an keiner Stelle der Haupttragteile eine Überschreitung der Streckgrenze nachgewiesen wurde. Dem Ergebnis der Rechnung entsprechend sind denn auch bei der Hebung und Ausrichtung des eisernen Überbaues alle Formänderungen — mit Ausnahme derjenigen im oberen Windverbande — vollständig wieder zurückgegangen.

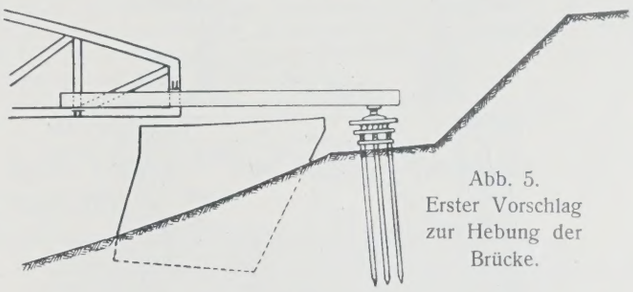


Abb. 5.
Erster Vorschlag zur Hebung der Brücke.

Für die Hebung des Überbaues kamen in der Hauptsache drei Vorschläge in Betracht. Ein erster Vorschlag plante, die Hauptträger der Brücke durch über das südliche Widerlager hinwegragende starke Träger zu verlängern und das Heben von diesen Trägern aus vorzunehmen (Abb. 5). Die Anbringung der Träger sowie ihre Querschnittbemessung bereitete jedoch Schwierigkeiten. Ein zweiter Vorschlag zog in Betracht, die Brücke am Endquerträger auf dem südlichen Widerlager zu heben (vergl. hierzu die Beschreibung der Endquerträger im Zentralbl. der Bauverw. 1913, S. 13/14). Mit Rücksicht jedoch auf die hohe Beanspruchung, die der Endquerträger erlitten hatte, sowie auch auf die Unsicherheit, die in dem gesunkenen Widerlager bei neuer Belastung liegen konnte, entschloß man sich, auch diesen Weg nicht zu gehen. Ein dritter Vorschlag, nach dem die Arbeit auch ausgeführt wurde, sah die Aufstellung eines besonderen Pfahlgerüstes unter dem Ständer 2 am Südende der Brücke vor, von dem aus das Heben und die noch sonst auszuführenden Bewegungen des Überbaues vorzunehmen waren. Die Anordnung dieses Pfahlgerüstes geht aus Abb. 6 u. 7 hervor. Es bestand aus zwei Pfahlbündeln von je neun gerammten Pfählen, die — der Durchführung der Rammarbeit wegen — außen seitlich neben den Hauptträgern angeordnet wurden. Auf diesen Böcken ruhte ein schwerer Unterzug aus sechs I 60 zur Aufnahme der Klotzlager und Hubpressen für das Anheben des Überbaues. Ein Pfahlbündel erhielt bei Zugrundelegung der ungünstigsten Lage des

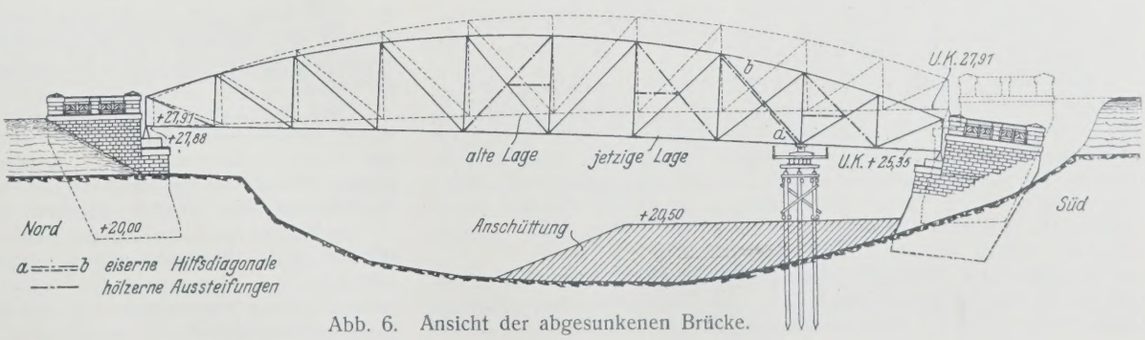


Abb. 6. Ansicht der abgesunkenen Brücke.

Überbaues eine Größtlast von rd. 210 t. Ein Pfahl war demnach mit 23,3 t belastet und hatte rechnerisch eine vierfache Sicherheit nach der Brixschen Formel. Die zu hebende Last betrug 155 t auf jeder Seite. Zu ihrer Bewältigung waren Wasserdruckhebeböcke von 200 t Tragkraft vorhanden. Da die Auflagerkraft bei der Hebung vom Punkte 0 nach Punkt 2 verlegt wurde, ergab sich für die Hauptträger eine Umlagerung der Stabkräfte für Eigengewicht, so daß es nötig wurde, einige Verstärkungen in das Füllwerk der Hauptträger einzuziehen. Die Verstärkungen bestanden aus eisernen Hilfsstreben *a—b* und hölzernen schrägen und senkrechten Aussteifungen.

Um den Überbau in die richtige Lage zurückzuführen, waren folgende Bewegungen nötig:

a) Hebung des westlichen Hauptträgers am Auflager 0 auf dem südlichen Widerlager um + 2,556 m, am Auflager 0′ auf dem nördlichen Widerlager um + 0,029 m; Hebung des östlichen Hauptträgers am Auflager 0 auf dem südlichen Widerlager um + 1,308 m, am Auflager 0′ auf dem nördlichen Widerlager um — 0,085 m.

b) Querverschiebung der Brücke am südlichen Widerlager um 1,445 m von Westen nach Osten, am nördlichen Widerlager um 0,03 m von Westen nach Osten.

c) Längsverschiebung der Brücke um 0,33 m von Norden nach Süden.

Nach dem Bauplan, der genau zur Durchführung kam, wurden die Arbeiten in folgender Reihenfolge ausgeführt:

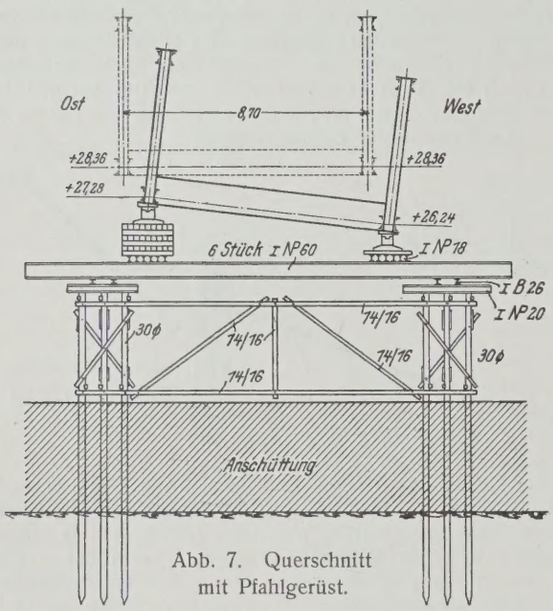


Abb. 7. Querschnitt mit Pfahlgerüst.

Zunächst wurden die Hauptträger in der vorgesehenen Weise verstärkt. Der Überbau wurde, damit er infolge seiner windschiefen Lage beim Heben nicht noch weitere unerwünschte Bewegungen erfuhr, gegen beide Widerlager versteift und an den Auflagerpunkten durch Keile gesichert. Darauf wurde zunächst nur der westliche Hauptträger vom Gerüst aus angehoben, wobei der Überbau auf dem nördlichen Widerlager und mit dem östlichen Hauptträger auf dem südlichen Widerlager liegenblieb. Nach erstem, kurzem Lüften des westlichen Hauptträgers wurde das bewegliche Lager ausgebaut, ebenso der darunter befindliche Auflagerquader, und eine neue wagerechte Auflagerfläche in Beton zur Aufnahme des Gegenklotzlagers für den weiteren Hebevorgang hergestellt. Nach dem Abbinden dieser Lagerfläche wurde der westliche Hauptträger unter wechselweiser Abstützung durch die Wasserdruckpresse auf dem Bockgerüst und durch Klotzlager auf dem südlichen Widerlager so hoch gehoben, wie der östliche lag. In gleicher Weise wurde der östliche Hauptträger vom südlichen Widerlager abgehoben. Danach wurde der ganze Überbau bis zur richtigen Höhenlage emporgehoben, die Pumpen auf dem Unterstützungsbock wurden ausgebaut und durch Rollenlager für die Querverschiebung der Brücke ersetzt.

Für diesen Vorgang war noch Rücksicht darauf zu nehmen, daß es sich um keine reine Verschiebung, sondern um einen Drehungsvorgang handelte, der sich um den Kugelzapfen des festen Auflagers des östlichen Hauptträgers auf dem nördlichen Widerlager vollzog. Das westliche feste Lager wurde daher ausgebaut und durch ein allseitig bewegliches Behelfslager ersetzt. Nach diesen Vorbereitungen wurde der Überbau durch Winden in die entwurfsmäßige Seitenlage verschoben bezw. gedreht (Abb. 8).

In dieser Lage blieb die Brücke etwa $2^1/_2$ Monate auf dem Stützbock stehen, wobei sämtliche Auflagerpunkte gut verkeilt wurden. Während dieser Zeit wurde der südliche Widerlagerkörper aufgemauert. Gleichzeitig wurde der obere Windverband durch Einbau von neuen Stäben wiederhergestellt, die Endabschlüsse wurden instand gesetzt und die Niete aufs sorgfältigste untersucht. Alle irgendwie zu Befürchtungen Anlaß gebenden Niete wurden durch neugeschlagene Niete ersetzt.

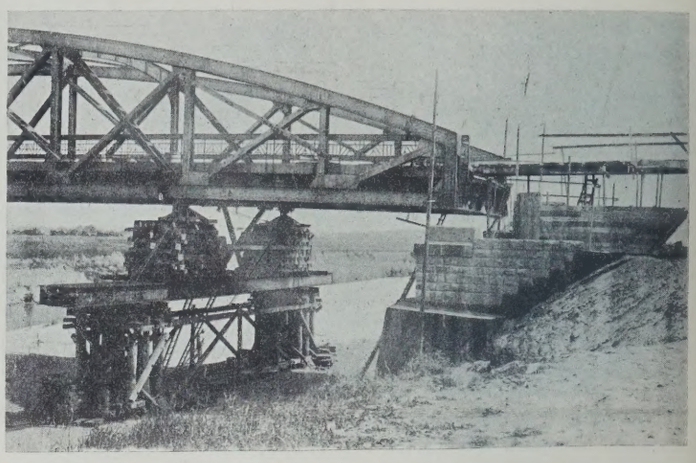


Abb. 8.

Für die Wiederherstellung des südlichen Widerlagers war zunächst in Aussicht genommen, das alte Widerlager bis zur Höhe N.N. + 24,70 abzutragen, bis zur Fundamentsohle durch einen Fuß zu verbreitern und hierauf bis zur erforderlichen Höhe wieder aufzubauen (Abb. 9). Auf Anregung der ausführenden Baufirma kam jedoch eine Lösung zur Ausführung, nach der zur Aufnahme der Lagerdrücke der Brücke in der richtigen Lage ein die ganze Breite des alten Widerlagers überspannender Eisenbetonbalken aufgebracht wurde, der das alte Widerlager klammerartig umfaßte (Abb. 10 u. 11). Die Kosten für diese Ausführung stellten sich, da alle Arbeiten unterhalb der Grundwasserlinie vermieden wurden, bedeutend niedriger als bei der zuerst in Aussicht genommenen Ausführung. Da die statische Untersuchung eine günstige Übertragung der Kräfte in den Untergrund ergab — die Mittelkraft blieb im mittleren Drittel der Bodenfuge, die größte Kantenpressung betrug 3,7 kg/cm² —, wurde diese Lösung zur Ausführung gebracht.

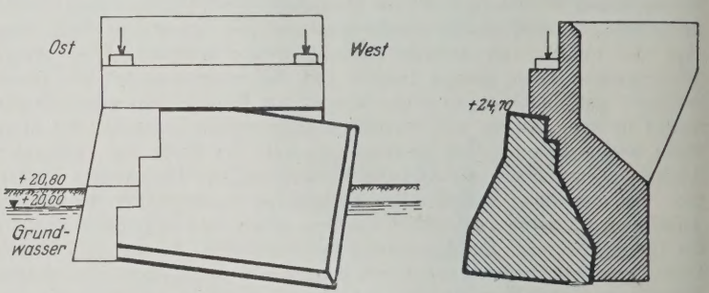


Abb. 9. Erster Vorschlag zur Wiederherstellung des Widerlagers.

Die Ausführung geschah derart, daß das alte Widerlager bis 24,70 N.N abgetragen wurde. Zur innigen Verbindung des neuen mit dem alten Mauerwerk wurden auf der Rückseite des alten Widerlagers drei Stufen eingestemmt und auf der Vorderseite im Abstande von etwa 1 m Schlitze hergestellt, in die kräftige Rundeisenanker eingelegt wurden. Der aufgesetzte, 2,50 m breite und 2 m hohe Eisenbetonbalken wurde, damit er die erheblichen Biegungsmomente und Querkräfte aus den Auflagerkräften der Brücke aufnehmen konnte, mit starken Rundeisen bewehrt.

Die alten Widerlagerflügel wurden abgebrochen, die neuen Flügel mit dem Auflagerkörper durch Eiseneinlagen gut verspannt und zur Sicherheit auf je einen Eisenbetonbalken gestützt, der auf den Stümpfen der alten Flügel und im Mauerwerk des Widerlagers auflag. Zur Vermeidung von Zugrissen bei Bergsenkungen wurde in der Rückwand des neuen Widerlagerkörpers über die ganze Höhe verteilt ein Rundeisenrost angeordnet.

Nach Beendigung dieser Wiederherstellungsarbeiten am Widerlager wurde der Überbau noch um 33 cm in der Längsrichtung von Norden nach Süden verschoben. Hierauf wurden die Lager vergossen, nachdem festgestellt war, daß das wiederhergestellte Widerlager die Belastung durch den Überbau ohne Schaden aufnehmen konnte.

Der Einbau der zu ersetzenden Teile umfaßte 4147 kg Eisenkonstruktion für den oberen Windverband und zwei Knotenbleche des unteren Windverbandes über dem beweglichen Auflager. Dazu kamen 2696 kg Eisenkonstruktion an Hilfsstreben, die nach Beendigung der Arbeiten wieder ausgebaut wurden.

Alle Arbeiten am Widerlager und am eisernen Überbau sind planmäßig durchgeführt worden. Irgendwelche Schwierigkeiten oder Störungen sind nicht eingetreten, Unfälle haben sich nicht ereignet. Die Brücke ist seit längerer Zeit wieder dem Verkehr übergeben. Nachteilige Folgen haben sich an keiner Stelle, weder am Widerlager noch am Überbau, gezeigt. Insbesondere der eiserne Überbau hat sich trotz der erheblichen Verwindungen, die er durch den Unfall erlitten hatte, gut bewährt. Es war möglich, ihn mit verhältnismäßig geringen Mitteln wieder so instand zu setzen, daß man die Gewähr erhielt, keinen schadhaften Teil behalten zu haben.

Das gute Verhalten des Überbaues ist der Konstruktionsart zu verdanken, insbesondere dem Einbau der kräftigen oberen Portalriegel, deren konstruktiver Zweck hauptsächlich in der Verhinderung elastischer Einbiegungen der Hauptträger bei Verkehrslast besteht, die aber im vorliegenden Falle sich als außerordentlich wirksame Erhalter des Bauwerks bewiesen haben. Der Werkstoff der Brücke ist, wie oben angegeben, Flußstahl St 37. Man darf im Zweifel sein, ob die Brücke bei Ausführung in dem heute viel verwendeten, aber weniger dehnbaren Flußstahl St 48 derartig starken Verwindungen gut standgehalten hätte.

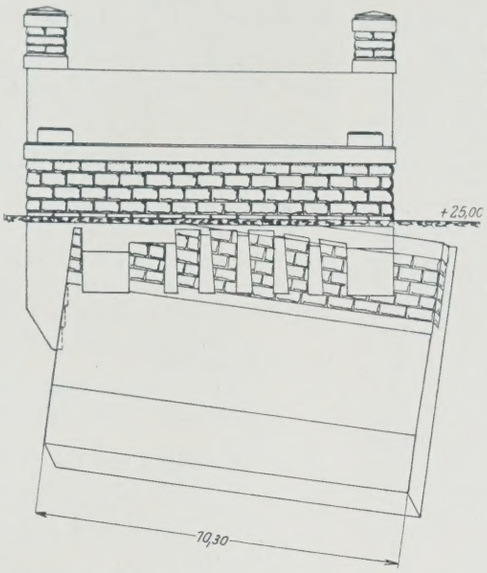


Abb. 10. Aufmauerung des südlichen Widerlagers.

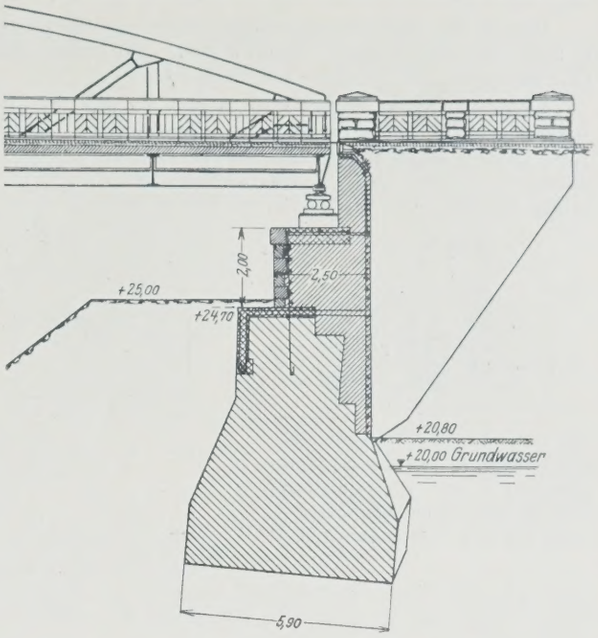


Abb. 11. Querschnitt durch das Widerlager.

Die Hebung und Wiederherstellung des eisernen Überbaues war unter Leitung der Kanalbauabteilung Essen der Brückenbauanstalt Hein, Lehmann & Co. A.-G. in Düsseldorf, die Ausführung der Arbeiten für die Wiederherstellung des beschädigten Widerlagers der Eisenbetonfirma Schäffer & Co. A.-G. in Duisburg übertragen. Die örtliche Bauleitung wurde durch das Kanalbauamt Wesel wahrgenommen.

Das Einstampfverfahren für die Gleisbettung beim Verlegen des neuen Oberbaues der Deutschen Reichsbahn.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **K. Becker,** Eisenbahningenieur in Darmstadt.

1. Allgemeines.

Das Unterfüllen der eisernen Schwellen und das Dichten des Schwellenkoffers im Eisenbahngleis bot schon von jeher Schwierigkeiten. Diese steigerten sich mit der Einführung des Reichsoberbaues B auf Eisenschwellen, der jetzt auf einem großen Teil der Hauptbahnstrecken der Deutschen Reichsbahn verlegt wird. Bei ihm sind die trogförmig ausgebildeten Schwellen 100 mm hoch. Ihre Breite beträgt bei Mittelschwellen 260 mm und bei den Breitschwellen für die Schienenstöße 440 mm. Um diese außergewöhnlich großen Hohlräume mit Bettungsstoff dicht zu unterfüllen, ohne dabei das Gestein zu zertrümmern, reichte das allgemeine Stopfverfahren nicht aus. Es mußten Mittel und Wege ersonnen werden, um auch hier eine gute Gleislage, die bekanntlich eine feste Lagerung der Schwellen voraussetzt, zu erzielen. Diese führten zu einem neuen Verfahren, dem Einstampfverfahren, unter Verwendung von Füllkasten für das Einbringen und Dichten der Gleisbettung. Und zwar war es die Reichsbahndirektion Oldenburg, die dieses Verfahren beim Gleisumbau mit Reichsoberbau B auf Eisenschwellen zuerst angewendet hat. Man spricht daher auch vom „Oldenburger Verfahren". Es beruht auf der Verwendung offener, trogförmiger Lehren oder Rahmen aus Holz, jetzt meist aus Eisen (Abb. 1), deren Innenraum dem Hohlraum der Schwellen genau entspricht. Die gleichzeitig als Füllkasten dienenden Lehren werden auf den vorher geebneten Untergrund aus Bettung gesetzt — neuerdings mit etwas Abstand von diesem auf seitlich gelagerte Lehrschienen gehängt — und dann mit Steinschlag der üblichen Korngröße gefüllt, der bis zu einer ausreichenden Dichte gestampft wird. Alsdann heben zwei Mann die Füllkasten vorsichtig ab, legen sie für die nächste Schwelle bereit und setzen auf den gestampften Bettungskörper eine Schwelle usf., bis alle Schwellen für das neue Gleis unterfüllt und gelagert sind.

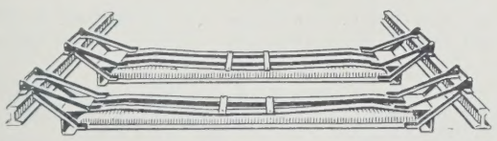


Abb. 1. Füllkasten für Gleisbettung.

Die Vorzüge des Einstampfverfahrens gegenüber dem Stopfverfahren sind:

Erzielung einer festen Lage der Schwellen sofort beim Einbauen des Gleises bei wesentlicher Schonung des Bettungsstoffes.

Vollständiges Ausfüllen des Hohlraumes unter den Schwellen mit Steinschlag, ohne daß dieser dabei, wie beim Stopfen, zertrümmert wird.

Lagerung der einzelnen Steine in den obersten Schichten der Bettung derart, daß sie mit ihrer vollen Fläche und nicht mit ihren Kanten an der Innenseite der Schwellen anliegen, daher größere Dichte bei geringerer Reibung.

Verbilligung der Gleiserhaltung, da sich die Nacharbeiten infolge einer durch satte Füllung der Schwellen erzielten festen Gleislage wesentlich verringern.

Das Einstampfen des Bettungsstoffes in die Füllkasten geschieht unter Berücksichtigung eines Sackmaßes von 10 bis 20 mm. Hierdurch wird erreicht, daß die Schwellendecke fest auf den Bettungskörper gedrückt wird, und daß sie infolgedessen die von den Eisenbahnfahrzeugen auf sie einwirkenden Druckbelastungen allein aufnimmt und nicht der unterste Wulst ihrer Seitenschenkel, wie es bei mangelhaft unterstopften Schwellen häufig der Fall ist. Es empfiehlt sich jedoch, das Sackmaß vorerst nicht zu groß zu wählen, um eine zu hohe Lage des neuen Gleises zu vermeiden. Zu diesem Zwecke muß das Setzen einer umgebauten Gleisstrecke noch einige Tage nach ihrer Fertigstellung an Höhenpfählen genau beobachtet werden, um festzustellen, welches Sackmaß den Schwellenkoffern zwecks Erzielung einer gleichmäßigen Höhenlage des Gleises bei den weiteren Arbeiten zu geben ist.

2. Vorbereitungen des Gleisumbaues.

Bevor mit dem Umbau einer Gleisstrecke mit Reichsoberbau auf Eisenschwellen nach dem Einstampfverfahren begonnen wird, müssen ebenso wie beim älteren Verfahren, alle Vorbereitungen sorgfältig erledigt sein, damit das Gleis nicht länger dem Betriebe entzogen wird, wie in der Anweisung für die Gleissperrung vorgesehen ist. Zu den Vorbereitungsarbeiten gehören insbesondere:

Herbeischaffen und Bereithalten ausreichender Oberbau- und Bettungsstoffe.

Gangbarmachen der Schrauben an dem auszubauenden Gleis.

Vollzähliges Vorhandensein brauchbarer Arbeitsgeräte.

Freihalten der umzubauenden Gleisstrecke von Oberbau- und Bettungsstoffen in einem Abstande von mindestens 1,80 m von Gleismitte.

Die für die Vorbereitungsarbeiten bestimmte Mannschaft teilt man in zwei Gruppen. Gruppe 1 erhält 4 Mann und zweckmäßig einen Einschienenwagen zum Verteilen des Kleineisens.

Wenn alle Stoffe verteilt sind, werden an den für das neue Gleis vorgesehenen Schwellen die äußeren Hakenschrauben, Spurplättchen und Klemmplatten angebracht. Dabei hat es sich bewährt, nach Abb. 2 ein Rundeisen R von etwa 12 mm Durchm. und 10 cm Länge behelfsmäßig zwischen Spurplättchen S und Klemmplatte K zu legen, wodurch das Einschieben des Schienenfußes unter die Klemmplatten erleichtert und beschleunigt wird.

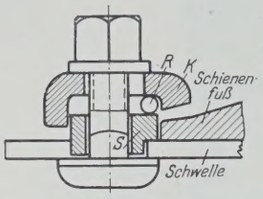


Abb. 2. Durch Einlegen eines Rundeisens R zwischen Spurplättchen S und Klemmplatte K wird das Einschieben des Schienenfußes erleichtert und beschleunigt.

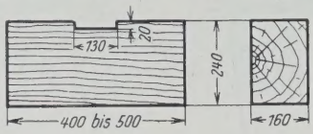


Abb. 3. Unterlagsklotz für die Lehrschienen.

Durch vorheriges Einbauen der Befestigungsmittel auf der Außenseite des Gleises wird das spätere Anbringen der inneren Spurplättchen erleichtert, weil dann die Schienen durch Anlegen von Spreizen ohne weiteres in ihre richtige Lage gedrückt werden können.

Arbeitsgruppe 2 gibt man mindestens 6 Mann. Sie versetzen zunächst die Unterlagsklötze (Abb. 3), für die Lehrschienen nach Richtung und Höhe. Hierbei benutzen sie eine Latte, auf der auch die Schwelleneinteilung vermerkt ist (Abb. 4).

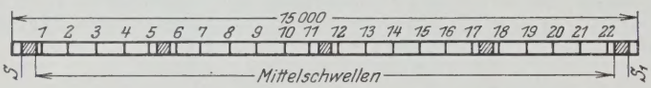


Abb. 4. Die Unterlagsklötze für die Stoßschwellen liegen bei S, S_1 und für die Mittelschwellen zwischen 5 u. 6, 11 u. 12, 17 u. 18.

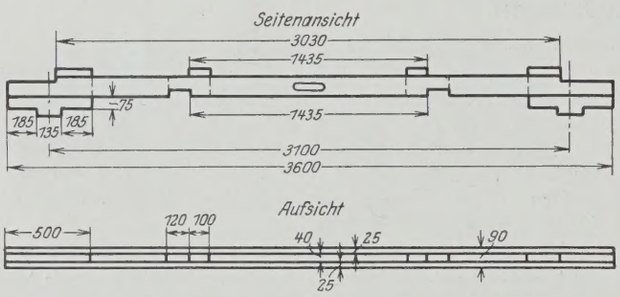


Abb. 5. Lehre zum Ausrichten der Unterlagsklötze und Schienen.

Eine Lehre nach Abb. 5 dient zum Ausrichten der Unterlagsklötze und Lehrschienen.

In Gleisbogen mit einem Halbmesser von weniger als 1000 m sind die Stöße der inneren Lehrschienen zu denen der inneren Gleisschienen versetzt. Es ist deshalb beim Verlegen der Lehrschienen darauf zu achten, daß ihre Stoßlücken im äußeren Gleisstrange entsprechend größer und im inneren kleiner als im gewöhnlichen Gleis vorgesehen werden, damit die Stöße der inneren Lehrschienen gegen die der inneren Schienen des Gleises entsprechend vorrücken können. Man verfährt in diesem Falle, um umständliche Berechnungen auf der Baustelle zu vermeiden, praktisch nach dem Lehrsatze: „Eine Senkrechte in der Mitte der Sehne geht durch den Mittelpunkt des Kreises“ und überträgt nach Abb. 6 mit einem Holzkreuze, bei dem der als Bogensehne dienende Balken 3 m und der andere etwa 3,20 m ist, die neue Teilung für die Schwellen auf die Lehrschienen. In der Darstellung bezeichnen l und l_1 die beiden Lehrschienen, S und S_1 die Schienen des vorhandenen Gleises.

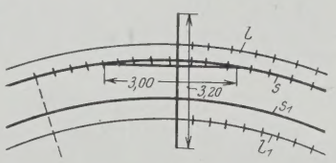


Abb. 6. Hilfslehre für das Einteilen der Schwellenabstände in Gleisbogen.

3. Ausführung des Gleisumbaues.

Für jede Gleisumbaustelle müssen zum Einbringen der Bettung mindestens 10 Füllkasten für Mittelschwellen, 2 für Stoßschwellen, 22 Stampfer und 2 Meßlehren bereitgehalten werden.

Die Mannschaft teilt man in Gruppen von je vier Leuten und gibt den einzelnen Gruppen die Nummer 1, 2, 3 usw.

Beim Einstampfverfahren fällt der größte Teil der sonst erforderlichen Stopfarbeiten fort. Es ist daher beim Einteilen der Leute darauf zu halten, daß neben guter Ausführung die für den Umbau einer Gleisstrecke verfügbaren Zugpausen voll ausgenutzt werden, und daß auch außerhalb der Umbauzeiten ausreichende Beschäftigung in der Nähe der Arbeitsstelle für die Zwischenzeiten vorhanden ist. Dies läßt sich meist erreichen durch geschickte Einteilung der für den Umbau erforderlichen Vorbereitungs- und Nacharbeiten, Aufräumen der Baustelle, Abbefördern oder Aufschichten der ausgebauten Gleisstoffe, Reinigen der alten Bettung, Arbeiten an benachbarten Gleisen.

Bevor die Arbeiten für den eigentlichen Umbau einsetzen, schreibt der Rotten- oder Gruppenführer auf die seitlich ausgerichteten Lehrschienen die Arbeitsbezirke der einzelnen Gruppen an. Jede Gruppe führt innerhalb ihrer Arbeitsstelle nachstehende Arbeiten aus:

Lösen und Entfernen der Schrauben in der umzubauenden Gleisstrecke.
Ausbau und Entfernen der alten Schwellen.
Auflockern und Einebnen der Bettung der alten Schwellenlager.
Einhängen und Füllen der Bettungsfüllkasten.
Stampfen des Steinschlags in den Füllkasten.
Auflegen der neuen Schwellen auf die Schwellenkoffer.
Freimachen der inneren Schwellenlöcher für die einzubauenden Hakenschrauben.

Zum Aussetzen der auszubauenden Schienen und zum Einsetzen der neuen Schienen werden mehrere Arbeitsgruppen zusammengezogen.

Außerdem bildet man einen aus 4 Mann bestehenden Laschentrupp, der die Stoßverbindungen am auszubauenden Gleis entfernt, die Laschen an den Lehrschienen löst, am eingebauten Gleis die neuen Stoßverbindungen wiederherstellt, den Anschluß an das vorhandene Gleis bewirkt und die Schienenpaßstücke mit dem Einschienenwagen vorbringt.

Der Laschentrupp kann auch noch mit dem Einbringen des Steinschlags, Entfernen der Schrauben aus den ausgebauten Schwellen sowie dem Sondern und Zusammenlegen der Altstoffe beschäftigt werden.

Ist die Umbaustelle für den Zugverkehr gesperrt und durch die vorgeschriebenen Signale (Signal 5 und 6 der Signalordnung) gedeckt, dann werden die Laschen des Gleises vom Laschentrupp, die übrigen Befestigungsteile von den anderen Arbeitsgruppen innerhalb der ihnen zugeteilten Abschnitte gelöst. Alsdann werden die freigemachten Schienen unter Zusammenziehen mehrerer Arbeitsgruppen ausgesetzt und die alten Schwellen mit dem Kleineisen (Schrauben, Klemmplatten usw.) innerhalb eines jeden Gruppenbezirks entfernt.

Nachdem der alte Oberbau beseitigt ist, lockert die Gruppe 1 und 2 mit der Spitzhacke die alten Schwellenlager, während Nr. 3 und 4 den Steinschlag, soweit nötig, beiseite werfen. Dabei ist darauf zu achten, daß die neuen Schwellenlager von vornherein so tief ausgehoben werden, daß die einzusetzenden Füllkasten für die Bettung frei hängen (vergl. Abb. 1). Alsdann hängen Nr. 3 und 4 einen Füllkasten auf die Lehrschienen an die Stelle, die die erste neue Schwelle erhalten soll. Nr. 1 und 2 füllen den Kasten mit Steinschlag, während ihn Nr. 3 und 4 feststampfen, wobei sich ein Mann auf den Kasten stellt, um dessen Verschieben zu verhindern.

Zum Einstampfen der Bettungsstoffe dienen eiserne glockenförmige Stampfer nach Abb. 7 mit einem Gewicht von 8 bis 10 kg.

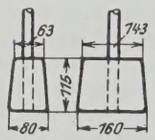


Abb. 7. Stampfer für das Einstampfen der Gleisbettung in die Füllkasten.

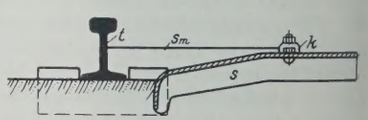


Abb. 8. Stichmaß für die richtige Seitenlage der Schwellen.

Ist der Bettungsstoff eingebracht und festgestampft, dann heben 2 Mann den Füllkasten ab und setzen ihn an der Stelle für die nächstfolgende Schwelle wieder ein. Die beiden anderen Leute der Arbeitsgruppe holen inzwischen eine Schwelle und stülpen sie über den gestampften Bettungskörper. Dabei muß nach Abb. 8 für die richtige Seitenlage der Schwelle S ein Stichmaß S_m zwischen Klemmplatte und Schienensteg t der Lehrschiene eingehalten werden, um eine genaue Lage der Schwelle zu gewährleisten.

Wenn die Schwelle richtig liegt, wird sie mit einigen Schlägen des Stampfers fest auf ihr Lager getrieben. Die Nähe der Lochungen für die Schienenbefestigungsteile darf jedoch keine Schläge erhalten, weil die Schwellendecke an diesen Stellen leicht einreißt.

Während Nr. 1 und 2 der Arbeitsgruppe eine neue Schwelle verlegen, richten Nr. 3 und 4 den Platz für den Füllkasten der nächsten Schwelle her. Diese Arbeit muß beendet sein, bis Nr. 1 und 2 die vorherige Schwelle fertig verlegt haben. Dann wird der Kasten von Nr. 1 und 2 wieder gefüllt und die Füllung von Nr. 3 und 4 gestampft. In dieser Reihenfolge setzen die Arbeiten sich fort, bis alle Schwellen für das neue Gleis mit Bettung unterfüllt und verlegt sind.

Um eine genaue Lage des Gleises zu erhalten, werden vor dem endgültigen Aufbringen der Schienen die Einteilungen unter Zuhilfenahme einer Meßlehre nochmals geprüft und die Lage der Schwellen und Unterstützungsklötze für die Lehrschienen an einem Gleisstrange des alten Oberbaues — in Bogen am äußeren Strange — mit Ölkreide vermerkt.

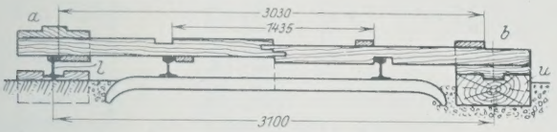


Abb. 9. Prüflehre für die Lehrschienen und Unterlagsklötze.

Sorgfalt ist auch auf das Versetzen der Unterstützungsklötze zu verwenden, weil von ihrer genauen Lage die richtige Höhe und Lage des Gleises abhängt. Ihre Unterkante soll etwa 22 cm unter S.-U. liegen und ihre Entfernung von den Schienen des alten Gleises etwa 50 cm betragen. Auch müssen die Ausschachtungen für die Klötze ausreichend bemessen sein, damit sie beim Ausrichten der Lehrschienen nach Bedarf verschoben werden können. Zweckmäßig verlegt man die Klötze am Anfang und Ende der umzubauenden Gleisstrecke zuerst und in der Mitte zuletzt und richtet sie dann mit Hilfe von Visiertafeln ein. Hierauf prüft man ihre genaue Höhenlage und die der Lehrschienen nochmals mit der Wasserwage und einer Lehre (Abb. 9). Die eine Seite dieser Lehre (Abb. 9a) dient zum Nachprüfen der Lehrschienen, die andere (Abb. 9b) zum Verlegen der Unterstützungsklötze. Alsdann werden die Schienen des neuen Oberbaues zunächst als Lehrschienen aufgesetzt und an den Stößen mit Laschen verbunden, die für jeden Schienenstoß zwei Schrauben erhalten.

Sind in der beschriebenen Weise alle Schwellen genau nach der Teilung auf den Lehrschienen auf den gestampften Bettungsunterlagen verlegt, dann setzen etwa 16 bis 20 Leute gemeinsam sämtliche Schienen auf die Schwellen und drücken sie mit Holzspreizen gegen die bereits eingebauten äußeren Spurplättchen. Die bisherigen Lehrschienen sind nunmehr zu Fahrschienen geworden. Nunmehr treten die Arbeitsgruppen wieder einzeln in ihren jeweiligen Bereich. Gruppe 1 und 2 nehmen die Kreuzhaue und drücken in den inneren Schwellenlöchern den Steinschlag zur Seite, damit die Hakenschrauben von oben eingeführt werden können. Inzwischen holen Gruppe 3 und 4 das für die Schienenbefestigung auf der Innenseite des Gleises erforderliche Kleineisen und legen es zum Einbauen bereit. Gruppe 1 und 2 setzen die inneren Befestigungsteile ein, während Nr. 3 und 4 die äußeren Teile etwas lösen, die Rundeisen (vergl. Abb. 2) wieder herausnehmen und sammeln, die Klemmplatten richtig setzen und die Hakenschrauben anziehen. Während die übrigen Leute die Schienenbefestigungsmittel einsetzen und festschrauben, bringt der Laschentrupp die Laschenverbindungen im neuen Gleise an und stellt den Anschluß an das vorhandene Gleis her.

Ein in dieser Weise ausgeführtes Gleis darf, nachdem es der erste Zug mit verminderter Geschwindigkeit von höchstens 45 km/Std. befahren hat, von den folgenden Zügen mit voller Geschwindigkeit befahren werden. Es genügt somit sowohl in betrieblicher als auch in baulicher Hinsicht allen Anforderungen mindestens so gut wie ein nach dem alten Verfahren hergestelltes Gleis. Hierzu tritt noch der wirtschaftliche Vorteil, der bei einer guten und dichten Gleisbettung infolge Schonung der Schienen, Schwellen und Fahrzeuge erreicht wird. Es wäre daher zu begrüßen, wenn das jetzt noch in der Entwicklung befindliche Einstampfverfahren für die Gleisbettung weiter verbessert und — vielleicht durch Maschinenbetrieb — immer mehr ausgebaut würde.

Vermischtes.

Kragkonstruktion für den 16 stöckigen Turmaufbau eines Hochhauses. Der Erweiterungsbau des Roanoke-Turmhauses in der West-Madison-Str. in Chicago ist bemerkenswert sowohl wegen der zu seiner Höhe geringen Breite von nur 12,20 m als auch wegen der kühnen Auskragung der oberen 16 Geschosse über das Dach des bestehenden alten Gebäudeteils. Nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 16. 12. 1926 hat der neue Turmanbau mit den 21 Geschossen bis zur Höhe des alten Baues deren 37 und von der Gründung bis zum Dach eine Gesamthöhe von 141,90 m (Abb. 1). Der Grundriß (Abb. 2), der in den unteren Geschossen bis zur Höhe des alten Baues nur 12,20 × 26,53 m mißt, wird durch diese Auskragung im 22. Geschoß auf eine Breite von 17,50 m erweitert, nimmt dann allerdings nach oben wieder stufenweise ab.

Der Betonunterbau wurde, wie in Chicago üblich, mit Hilfe offener Senkkasten gegründet, die etwa 31 m tief unter Pflaster-O.-K. bis auf den festen Baugrund abgesenkt wurden. Die äußeren Pfeiler an der Ost- und Westseite sind (Abb. 2) hart an die Grundstückgrenze gesetzt, so daß die Unterstützung des auskragenden Teils auch durch die gesamten Wandlasten beansprucht wird und dadurch ihre Gesamtbelastung noch annähernd zentrisch auf die Pfeiler übertragen kann; da ferner die Grundrißteilung für den Neubau nur zwei Felder vorsieht, kommen für die mittlere Säulenreihe negative Momente von beiden Feldern her in Frage. Die beiden Nachbargebäude sind ebenso bis auf festen Felsen gegründet, eine Unterfangung war somit bei ihnen nicht erforderlich. In zwei Fällen wurden an Stelle eines breiten Pfeilers Zwillingspfeiler mit 15 cm Zwischenraum ausgeführt, um dadurch die freie Kraglänge und damit die Abmessungen der Kragträger zu vermindern. Diese Zwillingspfeiler sind am Kopf durch

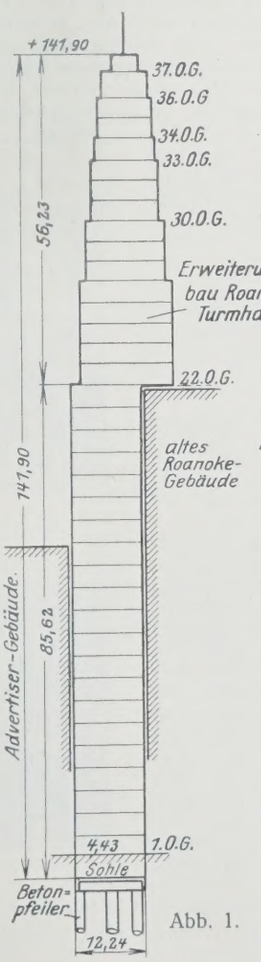


Abb. 1.

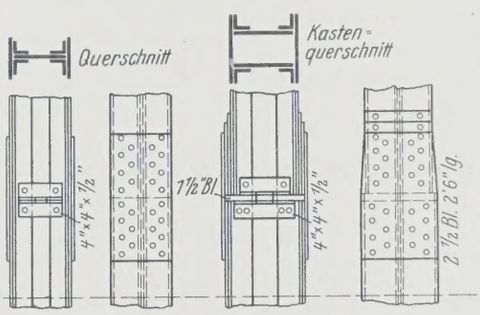


Abb. 3a. Abb. 3b. Abb. 3c.

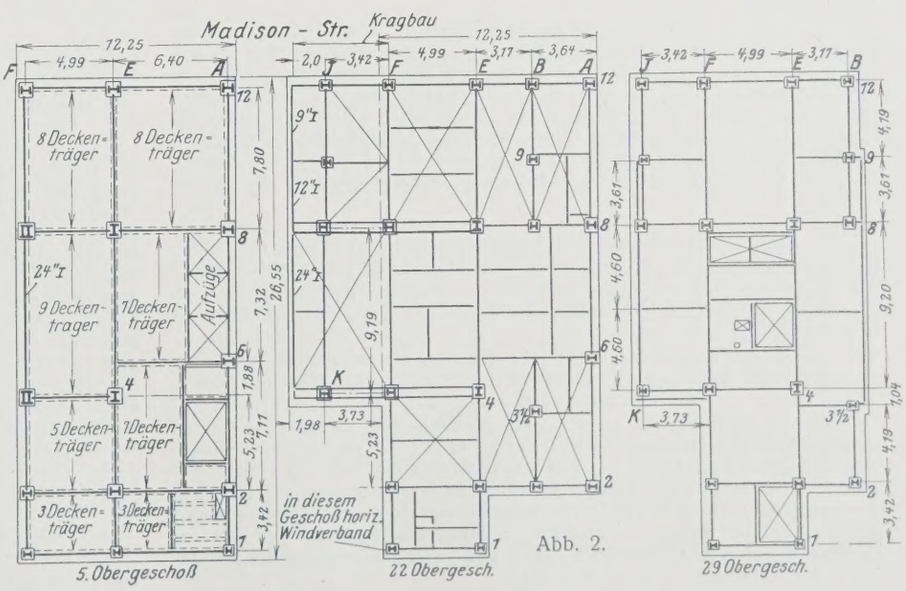


Abb. 2.

Eisenbetonbalken verbunden und wie alle anderen mit eisernen Kopfplatten abgedeckt. Für die meisten der Hauptsäulen, die durch zwei Stockwerke durchgeführt wurden, sind genietete Träger des üblichen ⊢-Querschnitts (Abb. 3a) verwendet, doch finden sich zur Aufnahme besonders schwerer Lasten auch Kastenträger nach Abb. 3b. Der mit einer Gesamtlast von

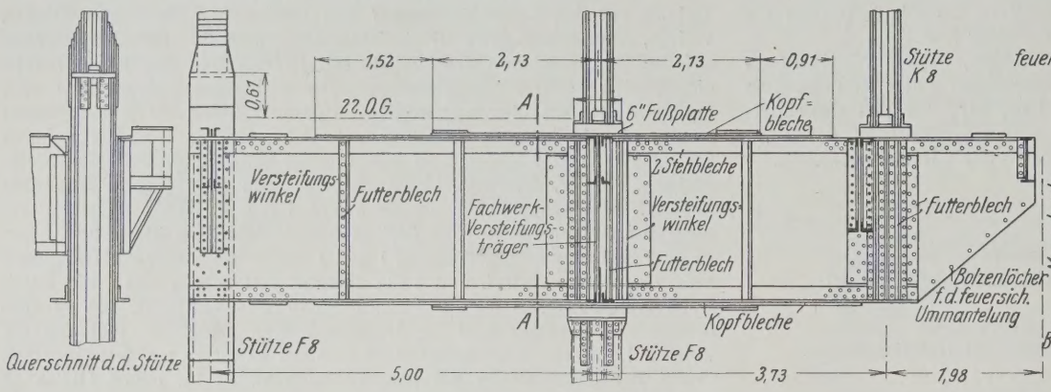


Abb. 4.

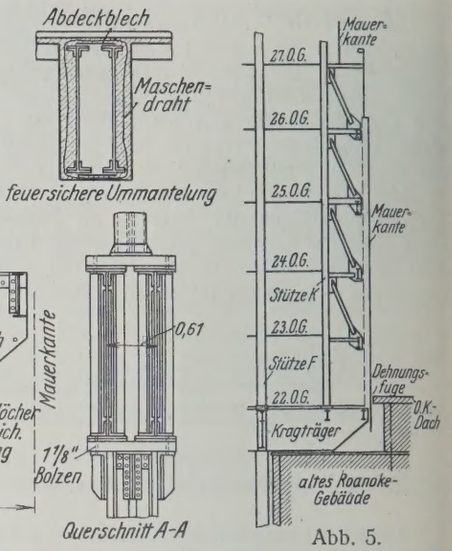


Abb. 5.

2578 t am stärksten beanspruchte Säulenquerschnitt besteht aus zwei Blechen 40,6 × 5,68 cm, zwei 66 cm breiten Kopfplatten von zusammen 13,3 cm Stärke und vier Winkeleisen 20,3 × 20,3 × 2,8 cm. Ungewöhnlich ist die Anordnung von Fußplatten (Abb. 3c), zu denen man sich hier jedoch zur gleichmäßigeren Auflagerung und Lastverteilung an Stelle des einfachen Einbetonierens in die Pfeiler entschloß. Erforderlich war dazu sorgfältiges Abgleichen der Pfeilerköpfe auf die vorgeschriebene Ordinate und glattes Abschneiden und Nacharbeiten der Säulen-Stoßflächen, die fest an die Platte anschließen mußten, die auf den Pfeiler in einem 5 cm starken Mörtelbett verlegt wurde.

Der Grundriß (Abb. 2) sah 15 Säulen vor, die in drei Reihen stehen und nach beiden Richtungen durch Träger verbunden sind. Sechs dieser Säulen gehen bis zum 34., vier bis zum 35. und zwei zum 37. Stockwerk durch; außerdem war in den oberen Stockwerken eine Anzahl von Zwischenstützen erforderlich.

Für die Zwischendecken und den Windverband waren Vollwandträger gewählt mit Rücksicht auf die bei einem so hohen Turmhause erforderliche Steifigkeit des Eisengerippes. Die in der Längsrichtung des Gebäudes durchgehenden eisernen Hauptträger tragen Eisenbeton-Deckenträger, die in etwa 90 cm Abstand verlegt sind und eine Betondecke tragen, deren Stärke in den unteren Geschossen — wo Holzdielen verlegt sind — 6,3 cm, in den mit Zementfußboden versehenen oberen Geschossen 7,6 cm beträgt. Die Anordnung der Windverbände, bei der die enge Fensterteilung zu berücksichtigen war, ist aus dem Grundriß (Abb. 2) ersichtlich; wegen der großen Höhe des Gebäudes waren sie sowohl für alle inneren Hauptträger wie für die äußeren Wandträger vorgesehen.

Die Ausladung der oberen 16 Geschosse über dem alten Roanoke-Haus beträgt 5,50 m; als Tragkonstruktion dienen zwei doppelte und ein einfacher Vollwandträger von 2,135 m Höhe und 10,66 m Gesamtlänge, die auf den Säulen an der westlichen Gebäudeseite aufliegen. Wie Abb. 4a zeigt, reichen sie gerade unter den Fußboden des 22. Stockwerks, in dessen Höhe auch die wagerechte Verstrebung liegt, kragen etwa 5,50 m über die genannten Säulen aus und tragen (Abb. 4) die Säulen für die oberen Geschosse. Die Stärke des eben erwähnten Fußbodens unter dem 22. Stock wird mit Rücksicht auf die starke Eisenkonstruktion zum Unterschiede von derjenigen der anderen Decken auf 15 cm gebracht.

Die Stützen im 22. bis 27. Geschoß stehen nicht am freien Ende der Kragträger, sondern — wie aus Abb. 4 u. 5 hervorgeht — nur 3,73 m vor den unteren Wandstützen, wodurch das den Träger beanspruchende Biegungsmoment erheblich geringer wird. Wandträger und Eisenfachwerk der Wände werden nämlich nach Abb. 5 in jedem Stockwerk über die äußeren 1,85 m mit schrägen Hängeeisen und wagerechten Druckstäben an die zurückgesetzten Säulen angeschlossen. Im 27. Stockwerk konnte, da dort die Außenwände zurücktreten, diese zweckmäßige Anordnung fortfallen. Ki.

30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. (Fortsetzung). Mit Bezug auf seine bereits auf der Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins von 1922 erörterten Grundsätze für die Sicherung obertägiger Bauwerke berichtete Prof. Dr.-Ing. Mautner, Düsseldorf über

„Die neuen bergschadensicheren Wasserbehälter der Stadt Essen (Lagerungsverhältnisse von Bauwerken im Bergbausenkungsgebiet)".

Vor 30 Jahren war in unmittelbarer Nachbarschaft der neu errichteten Behälter ein Wasserbehälter von 7200 m³ Inhalt in Stampfbeton erbaut worden. Die Ausführung bestand aus zwischen Pfeilern und Gurten gespannten Stampfbetongewölben, irgendwelche Rücksicht auf den Bergbau war nicht genommen worden: Der Behälter hat durch den Bergbau derart gelitten, daß er völlig unbrauchbar und der Wasserverlust zur Zeit der Errichtung der neuen Behälter so groß geworden war, daß eine Kammerhälfte in 24 Stunden nahezu leer lief.

An den Neubau des Behälters ging die Verwaltung nur sehr vorsichtig heran, da ein Neubau auf senkungsfreiem Gelände aus betrieblichen Gründen nicht möglich war.

Die Ausführung eines gesicherten Behälters für den erforderlichen Inhalt von 4000 m³ erwies sich als wirtschaftlich unmöglich. Man entschloß sich daher zu einer Aufteilung in zwei gleiche Behälter von je 2000 m³, die im Abstande von 1,25 m voneinander errichtet wurden, so daß sie auch bei den größten zu erwartenden Verschiebungen durch Pressungen sich gegenseitig nicht beeinflussen konnten. Von den im Senkungsgebiet auch bei niedrigen Bauwerken merkbaren Bewegungen des Untergrundes geben die Abb. 3 u. 4 ein anschauliches Bild.

Im vorliegenden Falle bestand der Baugrund aus „Hoddelboden", d. h. einem stark klüftigen, durch glaziale Einwirkungen zerriebenen Tonschiefer, der seiner Tragfähigkeit nach ungefähr dem Lehmboden entspricht.

Es lag mit Rücksicht auf die zu erwartenden bedeutenden Senkungsunterschiede nahe, eine statisch bestimmte Lagerung auf drei Punkten anzuordnen, wie sie bei zahlreichen kleineren Behältern mit Erfolg ausgeführt worden ist. Indessen mußte diese Absicht aufgegeben werden: Die Lagerung auf drei Kugelkipplagern reicht zur Sicherung nicht aus, weil es sich bei den Wirkungen des Abbaues nicht nur um Senkungsunterschiede, sondern auch um bedeutende wagerechte Bewegungen handelt, und weil ferner bei den vorhandenen Lasten die Beanspruchnng der Lager zu groß und ihre Ausbildung selbst deshalb und endlich in Anbetracht der zu erwartenden Senkungsunterschiede kaum möglich ist. Man entschloß sich daher, von der statisch bestimmten Lagerung abzugehen und die nachstehende Ausführung zu wählen.[1]) — Hiernach ruht der im Grundriß 23 × 23 m messende Behälter auf einer derart verkleinerten Grundfläche, daß die Bodenpressungen im ungestörten Zustande schon beträchtlich hoch sind, nämlich etwa 4 at. — Die Lagerfläche besteht aus einem quadratischen Tragkranz, der in der Mitte noch durch ein wagerechtes Kreuz versteift ist. Das Tragwerk selbst besteht aus 2 × 5 Längs- bezw. Querwänden, die von Bankett-U. K. bezw. vom Behälterboden bis zur Decke reichen.

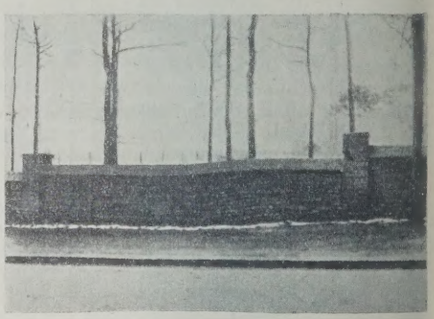


Abb. 3.

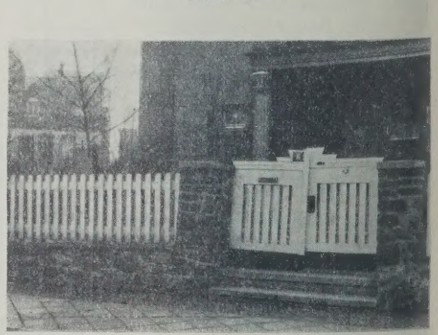


Abb. 4.

Abb. 3 u. 4. Vortrag Mautner: Wirkungen von Bodensenkungen und -pressungen im Bergbausenkungsgebiet.

Die Vorteile der Gründung mit hochgewählter Planungs-Bodenpressung bei absichtlich verkleinerter Grundfläche bestehen darin, daß die möglichen Auskragungen bei der Lage des Bauwerks am Rande der Senkungsmulde und die Freilage im Innern der Senkungsmulde um so kleiner werden, je kleiner das Verhältnis der größten Bodenrandpressung zu derjenigen im ungestörten Zustande angenommen

[1]) Vergl. „Beton u. Eisen" 1927, Heft 7, Abb. 1 des Betontag-Berichts.

wird. Die wagerechten Zerrungs- und Pressungskräfte, die aus den Reibungskräften genau berechenbar sind, werden durch diese kräftigen Bankette mit Sicherheit aufgenommen; dabei wirkt das wagerechte Mittelkreuz noch etwaigen wagerechten Verdrehungen entgegen.

Die Aufnahme der gewaltigen Momente und Querkräfte gestaltet sich in den zur Verfügung stehenden engen Wandquerschnitten sehr schwierig. So mußten z. B. als obere Hauptbewehrung allein 445 cm² = 28 Rundeisen ⌀ 45 und als untere und gleichzeitig Zerrungsbewehrung 212 cm² untergebracht werden, die in vier bis fünf Lagen übereinander anzuordnen waren. — Da die Eisen nur verlegbar waren, wenn sehr große Stablängen verwendet wurden, entschloß man sich zur Verwendung des elektrischen Schweißverfahrens für die Stoßverbindungen. Die längsten Stäbe waren 32 m lang und hatten Abbiegungen von 7 m Höhe. Abb. 1 (Heft 14, S. 221) gibt einen Begriff von der Dichtigkeit der Bewehrung und den dadurch bedingten Schwierigkeiten der Verlegung. Für diese wurde ein Kran verwendet, der in einer Behälterzelle Aufstellung fand, jedes Eisen wurde an einer besonderen Gabel zur Vermeidung zu großer Durchbiegungen aufgehangen.

Da es darauf ankam, einen vorzüglich zugfesten Beton zu erhalten, mußte dem Mörtelaufbau besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden, und es gelang, durch Zusammenmischung verschiedener Sande annähernd die von O. Graf empfohlene Kornzusammensetzung zu erreichen. Das günstige Ergebnis war beim Gießen ohne weiteres ersichtlich, da es möglich war, den Beton mit geringstem Wasserzusatz in breiiger Form aus der Gießrinne zu gewinnen. Wegen der starken Eiseneinlagen wurde zur Erzielung eines dichten Betons die Schalung mit Preßlufthämmern planmäßig dauernd bearbeitet, die Qualität des so gegossenen Betons entsprach den Erwartungen.

Obwohl das Bauwerk als zwei getrennte Behälter ausgeführt wurde, sollte es eine einheitliche Gesamtansicht bieten (vergl. Abb. 2, Heft 14, S. 221). Es wurden daher die an die Behälter angehangenen Schieberkammern durch einen Zwischenbau verbunden, der aber so zwischen ihnen eingefügt ist, daß er bei ihren gegenseitigen Bewegungen keine Pressungen erfährt.

Die Behälter sind nach Vollendung probeweise gefüllt worden, wobei der Wasserverlust nicht größer sein durfte als der an Verdunstungsschalen ermittelte. Das Bauwerk hat diese Probefüllung bestanden und ist bereits in Betrieb.

An den Vortrag schloß sich eine Aussprache, an der sich die Herren Dr.-Ing. ehr. Schlüter, Dr. Sachs, Dr. Reese und Prof. Kayser beteiligten und die sich in der Hauptsache um die Vor- und Nachteile der Dreipunktlagerung einerseits, sowie der Flächenlagerung anderseits drehte und die Notwendigkeit möglichst großer Wirtschaftlichkeit auch für diese Sonderausführungen betonte.

„Der Bau der Zwillings-Schachtschleuse bei Fürstenberg a. d. O."

war, soweit die Fördereinrichtungen in Frage kamen, bereits auf der vorjährigen Tagung Gegenstand eines Vortrages gewesen.[2]) Nunmehr berichtete Regierungsbaurat Möller über die eigentliche Bauausführung, die Baustelleneinrichtung, die Arbeitsverfahren und die erzielten Arbeitsleistungen.

Auszuführen sind im ganzen die Verlegung der Mündung des Oder-Spree-Kanals, die Begradigung und Vertiefung der anschließenden Kanalstrecke nebst Neubau einer Straßenbrücke, Anlage eines Umgehungskanals von rd. 3 km Länge und eines Hafens, eines Nadelwehrs, dreier größerer Brücken, eines Speisekanals, Ausbau des oberen und unteren Vorhafens der Schachtschleuse und schließlich als Hauptbauwerk die Zwillings-Schachtschleuse.

Dieses neue Abstiegbauwerk ergänzt die bisherige aus drei Schleusen bestehende Schleusentreppe und überwindet nunmehr das ganze bis zu 14 m betragende Gefälle in einem einzigen Hub. Für die Schiffahrt wird dadurch der Aufenthalt, der bisher etwa einen Tag betrug, auf etwa eine Stunde verkürzt.

Die Zwillings-Schachtschleuse (Abb. 5) besteht, wie schon der Name sagt, aus zwei nebeneinanderliegenden Schleusen. Jede Schleusenkammer erhält eine nutzbare Länge von 130 m und eine Breite von 12 m.

Besondere Sparbecken sind nicht vorgesehen, doch dient immer eine Schleusenkammer der andern als Sparbecken, wodurch 50% Wasser gespart werden. Die Schleusen werden vom Oberwasser durch Zylinderventile gefüllt, das Wasser tritt vom Drempel aus in die Schleusenkammer ein. Als Verbindungsventile von Schleuse zu Schleuse zur Bewirkung der Wassererspamis sind liegende Zylinderventile vorgesehen, die zwischen den beiden Oberhäuptern liegen und deren anschließende Kanäle auch im Drempelhohlraum münden. Zur Entleerung der Schleusen dienen Kanäle, die am Unterhaupt in der Mittelmauer liegen und durch Rollkeilschütze verschlossen werden. Als Schleusentore sind an den Oberhäuptern Klapptore und an den Unterhäuptern Hubtore mit den erforderlichen Aufbauten vorgesehen. Trennungsfugen sind in genügender Anzahl vorhanden. Besonderer Wert ist auf die zweckmäßige Einrichtung der Schleusen für den Schiffahrtsbetrieb gelegt worden, dabei ist insbesondere auf die Verwendung von Schwimmpollern, die hier zum ersten Male ausgeführt werden,

[2]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 14.

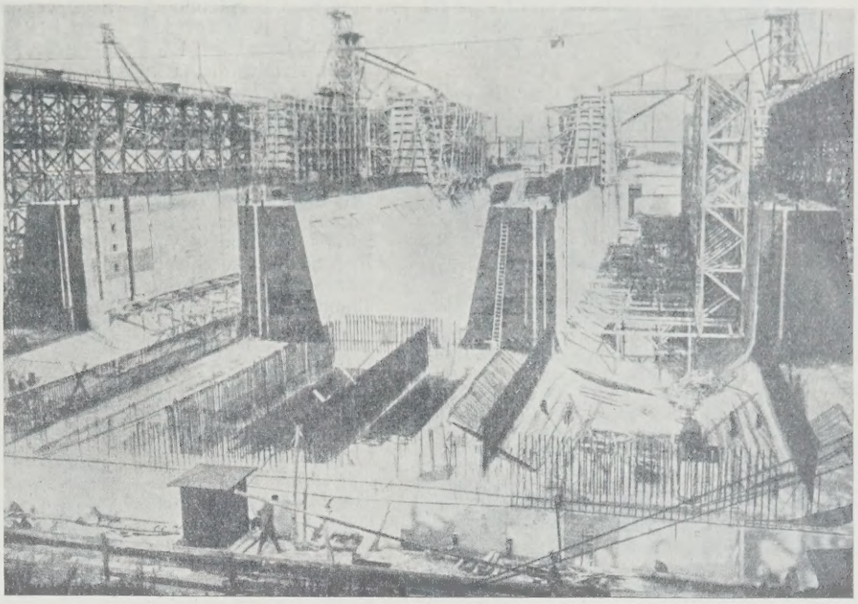


Abb. 5. Vortrag Möller: Zwillings-Schachtschleuse bei Fürstenberg a. d. Oder. Bauaufnahme.

hinzuweisen. Oberhalb und unterhalb der Schleusen sind Leitwerke aus eisernen Spundwänden von rd. 80 m Länge vorgesehen.[3])

Vor dem Bau der Schleusen mußte in der über 600000 m³ umfassenden Baugrube der Grundwasserspiegel um rd. 15 m abgesenkt werden, wozu rd. 300 Brunnen in vier Staffeln erforderlich waren, ebenso wurde der Umgehungskanal bis an die Baustelle heran fertiggestellt, um als Hafen für die Zufuhr der Baustoffe zu dienen. Da das Bauwerk mehr als 130000 m³ Beton und rd. 6000 t Eisen umfaßt, erforderte der Transport und die Verarbeitung der Baustoffe sorgfältige und umfassende Maßnahmen und einen starken Gerätepark, von dem 1 Kabelkran, 1 Elevator, 1 Seilbahn, 1 Siloanlage für Traß und Zement, 3 Vormischmaschinen, 5 Hauptmischmaschinen und eine Anzahl kleinerer Geräte und Maschinen von der Reichswasserstraßenverwaltung dem Unternehmer zur Verfügung gestellt wurden.

Der Beton wird von den Mischmaschinen in Feldbahnzügen zur Baustelle geschafft und hier von rd. 20 m hohen Fördergerüsten aus durch Gießrinnen in die Baublöcke geleitet. Auf den Hochgerüsten laufen noch zwei kleinere Gießtürme, die zur Herstellung der höher gelegenen, geringere Massen enthaltenen Mauerteile dienen. Es wurden auf diese Art Durchschnittsleistungen von 834 m³ je Betonierungstag und Höchstleistungen bis zu 1750 m³ täglich bei 21 Arbeitsstunden erreicht.

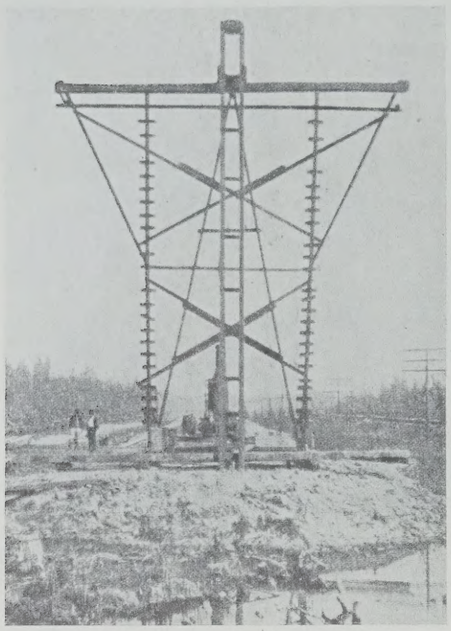
Vor Beginn der Bauarbeiten wurden an Betonbauwerken im oberen Vorhafen sowie im Baustofflaboratorium des Neubauamtes umfangreiche Versuche und Untersuchungen zur Auswahl der Baustoffe, der Mischungsverhältnisse und der Arbeitsverfahren gemacht. Diese führten zur Verwendung eines breiigen Betons mit im Mittel 10,5 G-% Wasser, bestehend aus 1 Rt. Zement, 0,5 Rt. Traß, wozu je nach der Bedeutung des Bauteiles 6 bezw. 5 bezw. 4,5 Rt. Zuschläge traten. Die Untersuchungen wurden während der ganzen Bauzeit fortgesetzt.

Die erreichten Würfelfestigkeiten sind gut, auch die Dichtigkeit oder besser Wasserundurchlässigkeit des Betons ist durchaus zufriedenstellend. Die Verarbeitungsmöglichkeit des breiigen Betons beim Transport und beim Gießen war sehr gut, hierbei haben insbesondere die gewählte Kornzusammensetzung der Zuschläge und die vorteilhafte Bauweise mit den kurzen Rinnenlängen günstig gewirkt. Im Bauwerk zeigt der Beton ein durchaus gleichmäßiges Gefüge, Setz- und Schwindrisse, die zu Bedenken Anlaß geben könnten, sind nicht aufgetreten. Die Kosten für den Bau betrugen bisher im Mittel für 1 m³ nur 34,96 R.-M. für Beschaffung, Transport und Aufbereitung der Baustoffe einschl. Stromkosten, hierzu kommt für die vom Staat beschaffte Einrichtung der Baustelle rd. 4,00 R.-M./m³ und für die Eisen im Mittel 10,68 R.-M./m³. (Fortsetzung folgt.)

Brücke über den Menam bei Bangkok. Die neue eiserne Brücke über den Menam liegt wenige Kilometer oberhalb von Siams Hauptstadt Bangkok und ist die einzige feste Uferverbindung am Unterlauf des genannten Flusses. Vor kurzem wurde nach dem „Hamb. Fremdenbl." die Brücke nach siebenjähriger Bauzeit dem Verkehr übergeben. Der Bau hat insgesamt fünf Öffnungen, von denen die Mittelöffnung 120 m, die beiden seitlichen Flußöffnungen je 84 m und die seitlichen Vorflutöffnungen je 77 m Stützweite haben. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 442 m; sie ist für eine eingleisige Eisenbahn und für Straßenverkehr eingerichtet. Die Herstellungskosten beliefen sich auf etwa 7½ Mill. Mark. Bei Vergebung des Auftrages war eine deutsche Firma in scharfem Wettbewerb mit der französischen, die den Bau jetzt ausgeführt hat. Der deutsche Vorschlag war an und für sich günstiger beurteilt, nur erlaubten damals die politischen Verhältnisse noch nicht, den Auftrag nach Deutschland zu vergeben.

[3]) Vergl. a. „Die Bautechnik" 1927, Heft 11: Kölle, Eiserne Spundwände bei Schleusen.

Ein Rammgerüst mit verstellbaren Läuferruten, das zum Rammen von 53 Pfahljochen für eine neue Straßenbrücke zwischen New Orleans und Hammond verwendet und in Eng. News-Rec. vom 9. Dezember 1926 beschrieben wurde, ist in der nebenstehenden Abbildung wiedergegeben:



Das Gerüst ließ sich auf einen Prahm von 24,40 × 7,93 m Grundfläche und 1,83 m Bordhöhe setzen, der mittels Motorboots von Joch zu Joch geschleppt wurde, und stand auf einem Unterbau aus neun Gleitbalken von 30 × 30 cm Querschnitt und 7,93 bezw. 14,63 m Länge, auf denen es in der Richtung der Pfahlreihe verschoben werden konnte.

Das Rammgerüst selbst hat zwei 18 m lange und in 6 m Abstand parallel zueinander kräftig verstrebte Schwellen, an deren hinterem Ende auf drei starken Querbalken die Zweitrommel-Dampfwinde aufgestellt ist. Während sich dieser Teil der Konstruktion nicht wesentlich von ähnlichen Ausführungen unterscheidet, weicht das Gerüst für die Läuferruten dadurch von ihnen ab, daß die Streben parallel, ebenfalls in 6 m Abstand voneinander, also in derselben Ebene wie die Leitern angeordnet sind und oben nicht im spitzen Winkel zusammenlaufen.

Die Pfosten sind fest miteinander sowie mit dem über ihr oberes Ende gelegten starken, 12 m langen Holz verankert und verstrebt, das die Führung zum seitlichen Verschieben der Läuferruten trägt. Unter ihm und in derselben senkrechten Ebene läuft ein zweites Holz, das auf den vorderen Enden der die Winde tragenden Schwellen aufliegt. Die Läuferruten sind aus Holz von der üblichen Bauart; nahe am oberen Ende haben sie ein kräftiges eisernes Lager für eine Laufrolle, die auf einer Fahrschiene auf dem oberen Querbalken läuft und mit deren Hilfe die Läuferruten etwa 5,50 m nach jeder Seite hin aus der Mitte verschoben werden können. Das Gerüst wird auf beiden Seiten durch Kabel (Wanten) festgehalten.

Jedes Joch der Brücke bestand aus fünf Pfählen, die alle senkrecht einzurammen waren. Die Endjoche hatten noch zwei weitere Pfähle als Gründung der seitlich abschließenden Bohlwände. Ki.

Technische Hochschule Aachen. Der Erste Bergrat Dr.-Ing. Böker aus Aachen ist zum Honorarprofessor in der Fakultät für Stoffwirtschaft ernannt worden; er erhielt einen Lehrauftrag für den Unterricht über „Bergwirtschaft und Geschichte des Bergbaues".

Technische Hochschule Braunschweig. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Oberbaurat Erwin Nagel in Braunschweig in Anerkennung seiner hervorragenden Leistungen in der wissenschaftlichen Straßenbauforschung.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Die Rheinisch-Westfälische Städtebahn Köln—Dortmund. In der „Bautechnik" 1926, Heft 50, vom 19. November bringt Herr Reg.-Baumeister Günthel eine Besprechung meiner Denkschrift über „Die Rheinisch-Westfälische Städtebahn Köln—Dortmund, zur Frage ihrer Wirtschaftlichkeit" (Berlin 1926, Verlag der Verkehrstechnik, mit 43 Textabb. und 53 Tab).

Herr Günthel greift aus der 213 S. umfassenden Denkschrift nur einen auf 4 S. behandelten Punkt, die Anlagekosten, heraus, springt dann sofort von der Denkschrift auf die Arbeiten der Studiengesellschaft über, die sich mit der Propagierung der Städtebahn befaßt, und weiter auf einen Vortrag über, den ich am 8. Oktober 1926 in Essen gehalten habe. Dabei führt er aus, daß ich die von der Studiengesellschaft vorgenommene Ermittlung der Baukosten als „vage Schätzungen" bezeichnet habe. Das ist jedoch nicht zutreffend, denn ich habe in meinem Vortrage den Ausdruck „vage Schätzungen", wie dies auch allgemein richtig aufgefaßt worden ist und die stenographische Niederschrift zeigt, nur von den Verkehrsschätzungen der Studiengesellschaft gebraucht, nicht aber von der Ermittlung der Anlagekosten.

Wenn Herr G. — was in die Buchbesprechung nicht hineingehörte, weil es in meiner Denkschrift gar nicht zum Ausdruck gekommen ist — bereits in den ersten Zeilen mitteilt, daß die Arbeit auf Veranlassung des Bergbauvereins verfaßt sei, so hätte er entsprechend meinen Mitteilungen in dem Vortrag in Essen auch nicht verschweigen dürfen, daß ich die Arbeit als wissenschaftliche Arbeit ohne Beeinflussung von irgend einer Seite verfaßt habe und daß allerdings, wie ich in dem Vortrag in Essen mitgeteilt habe, das Ergebnis ein wenig anders ausgefallen wäre, wenn ich den Auftrag von der die Bahn propagierenden Studiengesellschaft erhalten haben würde; denn da ich in diesem Falle eine gewisse Verantwortung dafür hätte übernehmen müssen, daß der errechnete Verkehrsumfang auch wirklich eintritt, so hätte ich alsdann die Verkehrsschätzungen vorsichtiger durchführen müssen, d. h. das Wirtschaftsergebnis wäre in der Gesamtheit sogar noch ungünstiger ausgefallen.

Ich habe volles Verständnis dafür, daß ein Angehöriger einer Unternehmerfirma, die lohnende Aufträge aus dem Bau der Städtebahn erhofft, meine Arbeit, die die Unwirtschaftlichkeit der Städtebahn erweist, nicht begrüßt. Eine Interessenpolitik darf aber nicht soweit getrieben werden, daß in einer Buchbesprechung versucht wird, den Wert einer wissenschaftlichen Arbeit in unsachlicher Weise zu mindern. Selbst wenn Herr Günthel meine Arbeit wirklich gelesen haben sollte, so würde er doch wohl nicht in der Lage gewesen sein, sie — bis auf die vier, die Anlagekosten behandelnden Seiten — kritisch zu würdigen.

Dr.-Ing. E. Giese, Professor für großstädtisches Verkehrswesen an der Technischen Hochschule zu Berlin.

Herr Prof. Dr.-Ing. Giese erklärt, daß er den Ausdruck „vage Schätzungen" nur von den Verkehrsschätzungen der Studiengesellschaft gebraucht hat, nicht aber von der Ermittlung der Anlagekosten. Da ich mich lediglich auf die Besprechung der Anlagekosten beschränkt habe, und diese Anlagekosten nach der Erklärung des Herrn Prof. Giese nicht als vage Schätzungen anzusprechen sind, so ist nicht recht ersichtlich, worin der Versuch einer Wertminderung der Gieseschen Arbeit bestehen soll und besonders, inwiefern das „in unsachlicher Weise" geschehen ist, selbst wenn dabei eine „Interessenpolitik" getrieben sein sollte. Herr Prof. Giese kennt mein Verhältnis zur Studiengesellschaft nicht; es erübrigt sich daher, auf den Schlußsatz einzugehen.

Günthel.

Nachdem Herr Günthel durch seine Worte: „selbst wenn dabei eine Interessenpolitik betrieben sein sollte" gewissermaßen zugegeben hat, daß seine Buchbesprechung vom Standpunkte der Interessenpolitik verfaßt ist, erübrigen sich eingehendere Ausführungen meinerseits. Ich möchte nur noch bemerken, daß ein Schriftsatz, der aus einer umfangreichen, inzwischen von der Fachwelt als bedeutungsvoll anerkannten Arbeit nur einen einzigen, auf wenigen Seiten behandelten Punkt herausgreift, nicht den Anspruch einer sachlichen Buchbesprechung erheben kann.

Dr.-Ing. Giese.

Herr Reg.-Baumeister Günthel verzichtet auf ein Schlußwort.

Die Schriftleitung.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: Reichsbahnoberrat Wilhelm Schäfer, Werkdirektor des E. A. W. Cottbus, als Mitglied zur R. B. D. Kassel, die Reichsbahnräte Scholl, bisher beim E. B. A. 1 Köln, zur R. B. D. Köln, Eitel, bisher beim E. B. A. 1 Hagen (Westf.), zum E. B. A. 1 Köln, Kiderlin, Vorstand der Betriebs- und Bauinspektion Donauwörth, als Vorstand zur Bauinspektion I Nürnberg, Fabian, bisher bei der R. B. D. Kassel, als Werkdirektor zum E. A. W. Fulda, Grützner, Vorstand des Eisenbahn-Maschinenamts Liegnitz, als Mitglied zur R. B. D. Königsberg (Pr.), Schumacher, Vorstand des Eisenbahn-Maschinenamts 2 Berlin, als Mitglied zur R. B. D. Kassel, Siekmann, Vorstand des Eisenbahn-Maschinenamts Gleiwitz, als Mitglied zur R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), Dr.-Ing. Osthoff, Vorstand des Eisenbahn-Maschinenamts Cottbus, als Mitglied zur R. B. D. Stettin, Plock, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Potsdam, als Vorstand zum Eisenbahn-Maschinenamt 2 Berlin, Pabst, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Paderborn Hauptbahnhof, als Vorstand zum Eisenbahn-Maschinenamt Liegnitz, Sellge, Werkdirektor des E. A. W. Halberstadt, als Vorstand zum Eisenbahn-Maschinenamt Cottbus und Kothe, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Chemnitz, als Werkdirektor zum E. A. W. Cottbus.

Übertragen: den Reichsbahnoberinspektoren Dejosez die Stellung des Hauptkassenrendanten bei der R. B. D. Münster (Westf.) und Otto Hoffmann die Stellung des Vorstandes des E. V. A. Insterburg.

Gestorben: die Reichsbahnamtmänner Splettstößer, Vorstand des Vermessungsbureaus bei der R. B. D. Berlin, und Lüthje, Hauptkassenrendant bei der R. B. D. Münster (Westf.).

Preußen. Der Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Herbst, bisher beim Polizeipräsidium — Verwaltung der Berliner Wasserstraßen — in Berlin, ist in die Verwaltung des preußischen Ministeriums für Volkswohlfahrt übernommen worden. Er wird bei der Staatlichen Prüfungsstelle für statische Berechnungen in Berlin beschäftigt.

INHALT: Die Böschungsrutschungen im Rosengartener Einschnitt der Eisenbahnlinie Berlin-Frankfurt (Oder). — Hebung und Wiederherstellung einer durch Hochwasser beschädigten Brücke bei Wesel. — Das Einstampfverfahren für die Gleisbettung beim Verlegen des neuen Oberbaues der Deutschen Reichsbahn. — Vermischtes: Kragkonstruktion für den 16 stöckigen Turmaufbau eines Hochhauses. — 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. (Fortsetzung.) — Brücke über den Menam bei Bangkok. — Rammgerüst mit verstellbaren Läuferruten. — Technische Hochschule Aachen. — Technische Hochschule Braunschweig. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 8. April 1927. Heft 16

Alle Rechte vorbehalten.

Der Umbau der Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Güls.

Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. **Jacobi**, Berlin.

I. Allgemeines.

Die zweigleisige Hauptbahn Koblenz—Trier überschreitet die Mosel 4 km oberhalb Koblenz am Ende der am rechten Ufer liegenden Vorstadt Moselweiß mittels einer eisernen Bogenbrücke, die beim Ausbau der Staatsbahnstrecke Oberlahnstein — Koblenz — Trier in den Jahren 1876 bis 1879 durch die Gutehoffnungshütte, Oberhausen, und die Firma Schmitzer, Koblenz, gebaut worden ist. Die Bauarbeiten wurden im April 1877 begonnen und Ende September 1878 vollendet, so daß die Brücke im September 1878 von den ersten Zügen (Arbeitszügen) befahren werden konnte. Das Bauwerk bildet mit der Stromrichtung einen Winkel von 80° und besteht aus drei zweigleisigen, mit schweißeisernen Bogenzwickelträgern überspannten Stromöffnungen von je 65 m Lichtweite mit obenliegender Fahrbahn, an die sich auf den beiden Ufern je eine gewölbte Öffnung von 17 m Lichtweite und 4,80 m Pfeilhöhe anschließt. Die unteren Gurtungen der beiden Hauptträger eines jeden Überbaues sind Bogen von parabolischer Form, deren Enden sich stumpf auf die gußeisernen Lager aufsetzen. Der Höhenunterschied zwischen dem Scheitel der Parabel und ihren theoretisch 65,50 m voneinander entfernten Stützpunkten beträgt 7 m. Die Bogen und die oberen wagerechten Gurtungen sind durch gekreuzte Streben verbunden, die beiden zusammengehörigen 5 m voneinander entfernten Hauptträger durch ein doppeltes Strebensystem gegeneinander ausgesteift. Die oberen Gurtungen liegen unter den äußeren Schienen der beiden in 3,50 m Abstand liegenden Hauptgleise, die Breite der Fahrbahn beträgt 8,10 m. Die beiderseitigen im Scheitel 0,77 m, im Kämpfer 1,42 m starken Gewölbe sind aus Ziegelsteinen hergestellt. Das rechtsufrige Gewölbe überspannt die Provinzialstraße Koblenz—Trier, das linksufrige liegt hinter dem am Dorfe Güls vorbeiführenden Leinpfad (Abb. 1).

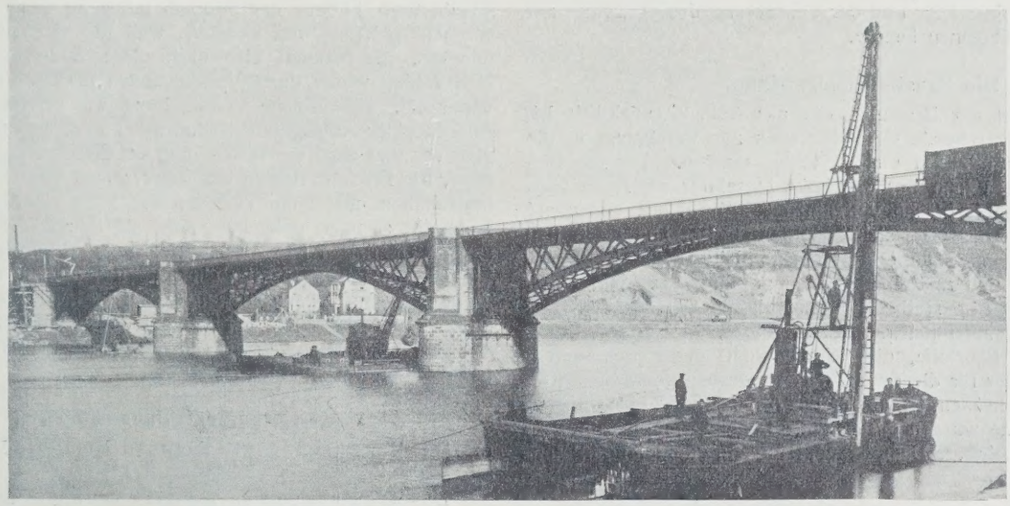


Abb. 1.

Die Fundamente der beiden Landwiderlager, der beiden Land- und Strompfeiler bestehen aus Beton, der aus Kleinschlag, Kies- und Flußsand, westfälischem Wasserkalk und Plaidter Traß bereitet wurde. Ihr Kernmauerwerk ist aus Tonschiefer- und Grauwackebruchsteinen unter Verwendung von westfälischem Wasserkalk hergestellt, der bei den Bauwerksteilen unter Hochwasser und bei den Gewölben mit Traß gemischt wurde. Zement wurde lediglich für den Mörtel zum Fugen und zum Hintergießen der aus Basaltlava bestehenden Auflagersteine benutzt. Die Landwiderlager und Pfeilervorköpfe sind bis Hochwasserhöhe mit Niedermendiger Basaltlava, oberhalb des Hochwassers mit rotem Sandstein aus der bayerischen Pfalz, die Ansichtflächen der Pfeileraufbauten, der Gewölbestirnmauern und der auf dem rechten Ufer stehenden Turmaufbauten mit Ruhrkohlensandstein verblendet. Die Gesimse und Eckverkleidungen der Türme sind wiederum aus rotem Sandstein gefertigt.

Das Flußbett der Mosel ist aus festgelagertem groben Kies gebildet, der den darunterliegenden Fels in verschiedener Mächtigkeit überdeckt. Der am rechten Ufer zutage tretende Fels fällt nämlich nach dem linken zu mehr und mehr ab, so daß die Kiesschicht am rechtseitigen (Moselweißer) Strompfeiler 1,30 m, unter dem linkseitigen (Gülser) Strompfeiler 4 m und am Gülser Landpfeiler mehr als 10 m stark ist. Das Landwiderlager, der Landpfeiler und der Strompfeiler der Moselweißer Seite stehen daher unmittelbar auf Fels, die übrigen Teile auf grobem Kies.

Der Beton der Fundamente der auf Kies stehenden Bauteile wurde unter Wasser mittels Trichterschüttung in die durch eine Pfahlwand abgeschlossene Baugrube eingebracht. Nach Erhärten der Betonsohle und Ausbau der Pfahlwand zum Fangedamm wurde die Baugrube leergepumpt und das aufgehende Mauerwerk in trockener Baugrube aufgeführt. Bei der Fundierung des rechtsufrigen Strompfeilers mußte infolge der hohen Lage des felsigen Untergrundes mit Senkkasten gearbeitet werden.

Die Nachrechnung der Brücke ergab die Notwendigkeit eines durchgreifenden Umbaues, weil die der Klasse IV angehörende Eisenkonstruktion und die Gewölbe in unzulässiger Weise überbeansprucht wurden. Die Bodenpressungen unter dem auf Kies gegründeten Landwiderlager und Pfeilern überschritten außerdem die zulässige Grenze erheblich. Die Gewölbe erhielten unter dem Lastenzug N eine größte Pressung von annähernd 19 kg/cm², was einer zweifachen Überschreitung der beim Bau zugelassenen Beanspruchung von 9 kg/cm² entsprach. Die seinerzeit unter den auf Kies gegründeten Fundamenten des linken Landwiderlagers vorhandene höchste Bodenpressung von annähernd 5 kg/cm² erhöhte sich auf annähernd 8 kg/cm². Ähnliche Verhältnisse ergaben die Untersuchungen bei dem linksufrigen Land- und Strompfeiler.

Die bevorzugte Lage des Bauwerkes verlangte eine Lösung, die neben der Erfüllung der technischen Erfordernisse auch in architektonischer Hinsicht in jeder Weise befriedigte. In Frage kam daher nur die Ausführung einer Bogenbrücke, die sich in ihren Hauptlinien den Formen der vorhandenen anpaßte.

Nach diesen Richtlinien veranstaltete daher die Reichsbahndirektion Trier im März 1925 zur Beschaffung geeigneter Entwürfe einen Wettbewerb unter vier Brückenbauanstalten. Zur Wahl gestellt waren zwei Ausführungsarten:

1. Bau einer neuen zweigleisigen Brücke stromauf in 15 m Entfernung von der alten Brücke und Überlassung des bestehenden Bauwerkes an die Stadt Koblenz für den Ausbau als Straßenbrücke.
2. Bau einer neuen eingleisigen Brücke stromauf und Ausbau der vorhandenen zweigleisigen Brücke zu einer eingleisigen.

Neben diesen beiden Entwürfen legte die Gutehoffnungshütte, Oberhausen, gemeinsam mit der Firma Butzer, Dortmund, einen Sonderentwurf vor, der den Umbau der bestehenden Brücke unter Aufrechterhaltung des Eisenbahnbetriebes vorsah. Dieser Entwurf brachte den Nachweis, daß es möglich und wirtschaftlich war, die Landwiderlager, die Land- und Strompfeiler und die Gewölbe während des Betriebes zu verstärken und die alten eisernen Überbauten in einer Zugpause durch neue Tragwerke zu ersetzen. Er sah die Verstärkung der Fundamente des Landwiderlagers und Landpfeilers auf der Gülser Seite, die Verlängerung der Land- und Strompfeiler in der Stromrichtung nach beiden Seiten, die Verstärkung der Ziegelsteingewölbe durch unter ihnen liegende Eisenbetongewölbe und den Ersatz der alten eisernen Überbauten durch Tragwerke aus hochwertigem Baustahl vor. Letztere sollten stromauf neben der alten Brücke nacheinander auf hölzernen Gerüsten montiert und in einer Zugpause eingefahren werden. Die alten Überbauten sollten gleichzeitig nach stromab ausgefahren und später zerschnitten und verladen werden.

Da der Sonderentwurf eine Verbilligung und Beschleunigung der Bauausführung versprach und die Verhandlungen mit der Stadt Koblenz

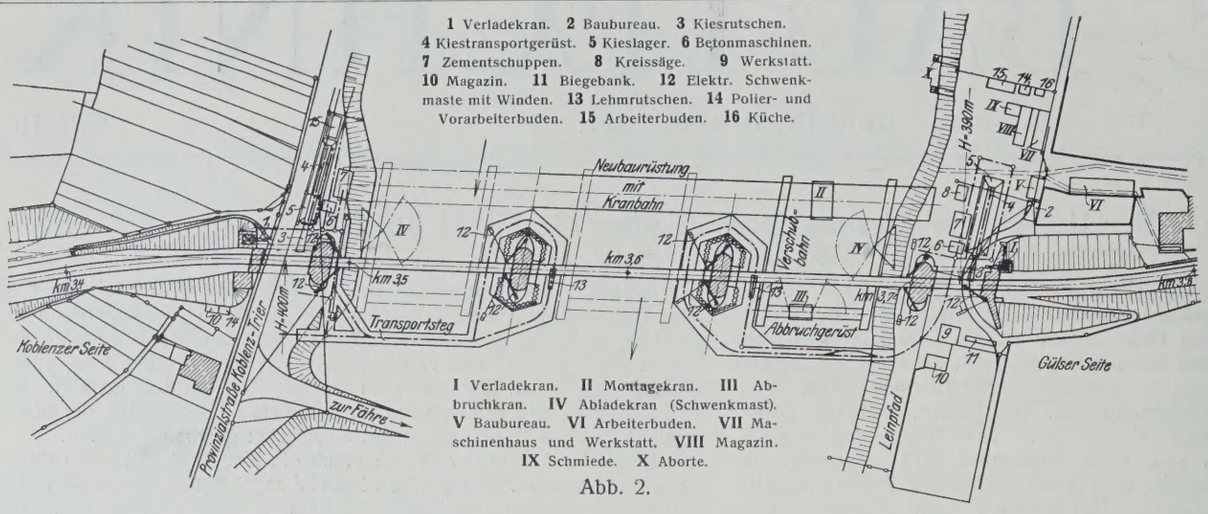


Abb. 2.

wegen Übernahme der alten Brücke nicht zum Abschluß kamen, wurde er zur Ausführung gewählt, so daß die Firma Butzer die Arbeiten im Oktober 1925 mit der Verstärkung der Fundamente des Landwiderlagers und Landpfeilers am Gülser Ufer und der Verstärkung des Gewölbes auf der Moselweißer Seite beginnen konnte.

II. Die Baustelleneinrichtung.

Für die Einrichtung der Baustelle, die aus Abb. 2 ersichtlich ist, standen an beiden Ufern schmale Geländestreifen zur Verfügung, in die sich die beiden bauausführenden Firmen teilen mußten. Für die Einrichtung der Mutterstation kam nur das linke Moselufer am Dorfe Güls in Frage, da die verfügbare Fläche verhältnismäßig hoch lag, bedeutend größer als am rechten Ufer war, sich außerdem besser abgrenzen ließ und die elektrische Energie aus einer Drehstromleitung der Koblenzer Straßenbahngesellschaft in unmittelbarer Nähe greifbar war. Die Firma Butzer richtete sich daher im Herbst 1925 auf diesem Gelände ein. Das Baubureau, ein Arbeiteraufenthaltsraum mit Küche, die erforderlichen Buden für Geräte und Baustoffe, die Schmiede mit der Kompressorenanlage zur Erzeugung der für die umfangreichen Gesteinsbohrarbeiten erforderlichen Druckluft, ein Zimmerplatz für das Abbinden des Lehrgerüstes, Kies- und Holzlagerplätze wurden geschaffen. Daneben mußten die Baumaschinen, Bauwinden, fahrbare Dampfkrane, Rammen, Pumpen und Betonmischmaschinen untergebracht werden. Anfang April 1926 trafen der Gerätepark und die ersten Materialtransporte der Gutehoffnungshütte ein. Die Einrichtung der Gutehoffnungshütte mit der Umformer- und Kompressorenanlage, den Bureaus, Unterkunft-, Geräte- und Materialienräumen engte die Lagerflächen derart ein, daß Rüstholz nur in verhältnismäßig geringem Umfange gelagert werden konnte. Diese Verhältnisse bedingten einen Abruf nach Maßgabe des augenblicklichen Bedarfs und sofortige Verarbeitung des eingehenden Materials (Abb. 2).

Während die Firma Butzer den Drehstrom von 220 V Spannung für den Betrieb der Kompressorenanlage und ihrer Baumaschinen unmittelbar verwendete, formte ihn die Gutehoffnungshütte in Gleichstrom von 220 V Spannung um.

Während der ganzen Bauzeit wurde auf der Brücke für den Zugverkehr der eingleisige Betrieb eingerichtet, um den Baufirmen für das Abladen ihrer umfangreichen Stofftransporte ständig ein vom Eisenbahnbetrieb unabhängiges Baugleis zur Verfügung stellen zu können. Im Regelbetrieb bildete das stromab gelegene Gleis das Betriebsgleis, das stromauf gelegene das Baugleis, weil die eisernen Überbauten stromauf montiert, das Material also nach dieser Seite entladen werden mußte. Nach Bedarf wurde durch Verschwenken die Benutzung der beiden Gleise vertauscht. Eine solche Vertauschung war erforderlich für den Ein- und Ausbau einer Abfangkonstruktion unter dem stromab gelegenen Betriebsgleis vor und nach der Herstellung der Eisenbetongewölbe, die den Zweck hatte, die Erschütterungen des Zugverkehrs von dem abbindenden Beton fernzuhalten, und beim Verladen der alten Überbauten, da im letzteren Falle das stromab gelegene Gleis als Baugleis benutzt werden mußte, um ein Überladen über das Betriebsgleis zu vermeiden.

Die eingleisige Strecke einschließlich der am rechten Ufer liegenden Trennungsweiche war sicherungstechnisch in den am linken Moselufer in kurzer Entfernung liegenden Bahnhof Güls einbegriffen. Diese Maßnahme hat sich bewährt. Während der $1^1/_4$ jährigen Bauzeit blieb der Eisenbahnbetrieb von Unfällen verschont.

III. Die Bauausführung.

a) Die Verstärkungsarbeiten an den Widerlagern, Gewölben und Pfeilern.

Die Bodenpressung an der hinteren Kante des Landwiderlagers am Gülser Ufer war auf 5 kg/cm² zu ermäßigen. Nach Abb. 3 geschah dies in der Weise, daß die Resultierende durch einen an die Vorderfläche des unteren Widerlagerschaftes angehängten Eisenbetonsporn um das erforderliche Maß nach der Mitte des Mauerwerkkörpers gezogen wurde. Die Zugspannungen im Sporn werden von 40 Rundeisen von je 30 mm ∅ aufgenommen (5 Rundeisen auf 1 lfd. m), die 1,50 m tief in das alte Mauerwerk eingreifen. Die Herstellung der Bohrlöcher geschah mit Preßluftbohrhämmern, nach dem Verlegen der Eiseneinlagen wurden die Löcher mit Zementmörtel vom Mischungsverhältnis 1 : 2 aus hochwertigem Portlandzement ausgespritzt. Das Mischungsverhältnis des Eisenbetonspornes betrug 1 : 6, das des als Auflast dienenden Magerbetons 1 : 10. Die Arbeiten konnten in offener Baugrube ohne besondere Maßnahmen durchgeführt werden.

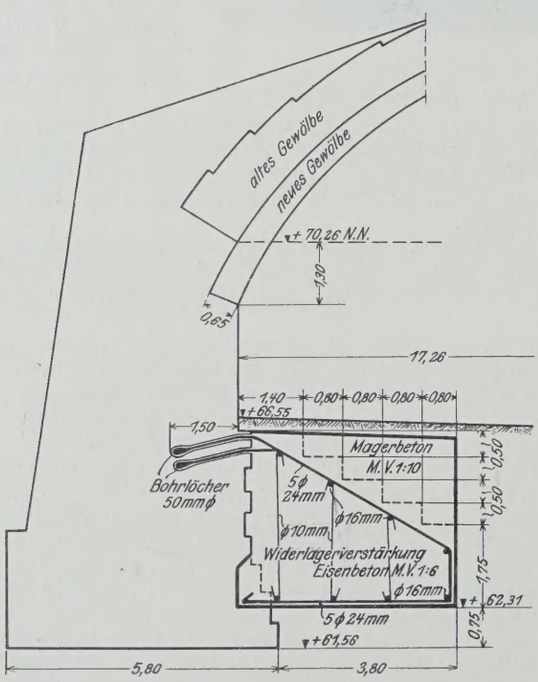


Abb. 3. Verstärkung des Blendwiderlagers am linken Ufer.

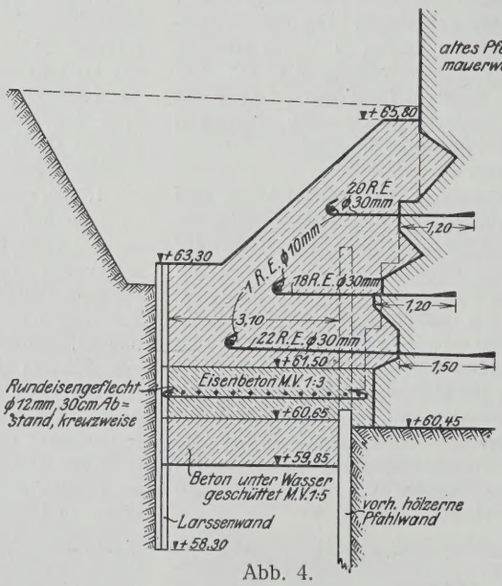


Abb. 4.

Die Preßluft von 6 at für diese und für alle übrigen von der Firma Butzer mit Druckluft auszuführenden Arbeiten lieferte ein Kompressor, dessen Antriebmaschine, ein Drehstrommotor von 28 PS, die Energie unmittelbar der Drehstromleitung der Koblenzer Straßenbahngesellschaft von 220 V Spannung entnahm.

Das Fundament des Gülser Landpfeilers mußte unter dem Gewölbe nach Abb. 4 verbreitert werden, weil die Mittelkraft durch den wagerechten Schub der Stromöffnung zu weit nach der Landseite ausschlug. Das neue Mauerwerk wirkt in statischer Hinsicht als Verbreiterung des bestehenden

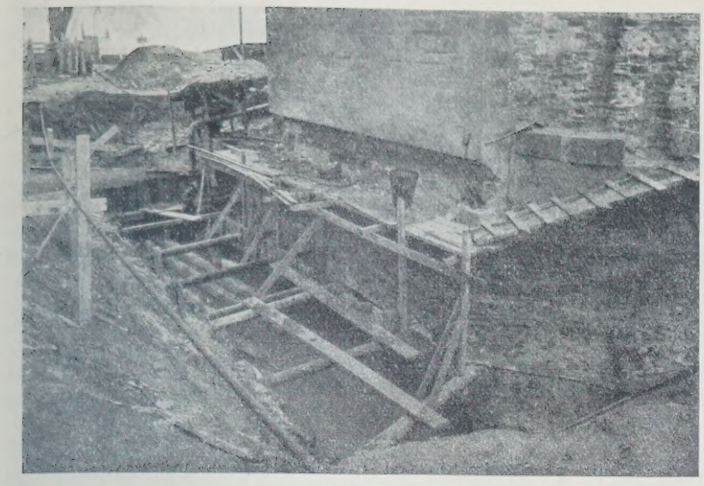


Abb. 5.

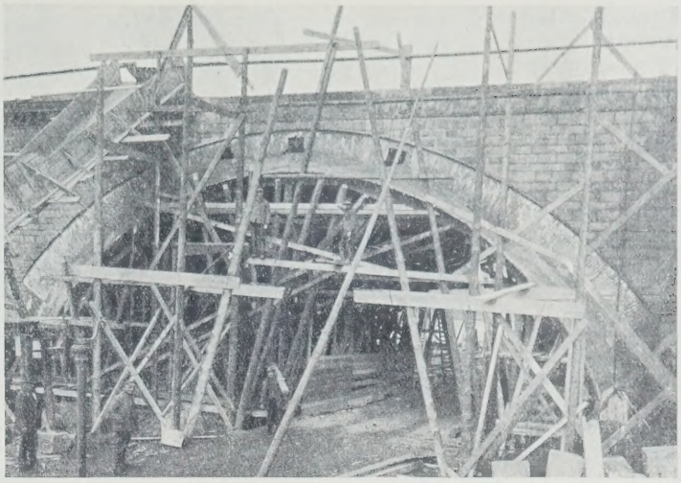


Abb. 6.

Fundamentes; um eine einheitliche Wirkung zu erzielen, ist es mit dem alten Pfeiler durch eine sorgfältige Verzahnung und durch drei übereinanderliegende Reihen Rundeisen von 30 mm ⌀, die 1,50 bis 1,20 m tief in das alte Mauerwerk eingreifen, verbunden.

Die Baugrube wurde zunächst durch eine 5 m lange Larssen-Spundwand vom Profil Nr. 2 abgeschlossen. Die Unterkante der Spundwand lag auf Ordinate + 58,30, die Unterkante des Fundamentes auf + 60,45, Oberkante Spundwand auf + 63,30 und Gelände auf + 66,00. Nach Beseitigung der Bodenmassen bis auf die Ordinate + 59,85 und Abschneiden der hölzernen Pfahlwand, die das alte Fundament abgrenzte, drang das Wasser aus der Sohle und zwischen den schadhaften Bohlen der alten Pfahlwand unter dem Fundament hindurch so stark in die Baugrube, daß sie auf die Dauer nicht trockengehalten werden konnte. Das unter den Fundamenten durchdringende Wasser führte außerdem teilweise Sand mit, so daß die Gefahr bestand, daß das strömende Wasser die Fundamente unterspülte. Da sich bei der näheren Untersuchung der Beschaffenheit des Fundamentbetons herausstellte, daß die Fundamentunterkante, die nach den vorhandenen Zeichnungen auf + 57,75 liegen sollte, 2,70 m höher, also auf + 60,45, lag, daß die Sohle der Baugrube demnach 60 cm unter der Unterfläche des Fundamentes war, mußten sofort umfassende Maßnahmen getroffen werden, um das alte Mauerwerk vor Zerstörung zu schützen. Nachdem man daher die alte Pfahlwand durch Ersatz der schadhaften Bohlen durch Larssen-Spundwände ausgebessert hatte, wurde die Sohle der Baugrube durch eine 80 cm starke unter Wasser geschüttete Betonschicht aus hochwertigem Zement abgeschlossen. Diese Betonsohle mußte durch eine zweite Eisenbetonschicht von 85 cm verstärkt werden, weil mehrere Wassereinbrüche die erste Schicht nach Leerung der Baugrube teilweise zerstörten. Gleichzeitig mit dem Ausbessern der Pfahlwand und dem Einbringen der Betonsohlen wurden mehrere bis unter die alten Fundamentunterkanten reichende Rohre eingesetzt, um etwa ausgespülte Hohlräume unter dem alten Fundamentkörper durch Einspritzen mit Zementmörtel zu dichten. Nach Erledigung dieser Arbeiten konnten die eigentlichen Verstärkungsarbeiten, das Ausspritzen der Fundamentunterflächen mit hochwertigem Zementmörtel vom Mischungsverhältnis 1 : 2, das Ausspitzen der Verzahnung im alten Mauerwerk, das Bohren der Löcher zur Aufnahme der Eiseneinlage und schließlich die Herstellung des eigentlichen Betonkörpers in trockener Baugrube, ausgeführt werden. Daß das Dichten der Fundamentsohle dringend nötig war, zeigt der Umstand, daß für diesen Zweck 80 Sack Zement verbraucht wurden. Diese Verstärkungsarbeiten an den Fundamenten auf der Gülser Seite wurden im Herbst und Winter 1925 ausgeführt.

Abb. 5 zeigt einen Blick in die Baugrube. Die das alte Fundament begrenzende Pfahlwand, die Larssen-Spundwand und die im Hintergrund stehende Pumpe von 8000 l Fördermenge i. d. Min. sind deutlich sichtbar. Mit dem Ausbrechen des Mauerwerks zur Herstellung der Verzahnung ist begonnen. Im Vordergrunde erblickt man das abgespitzte Mauerwerk des Pfeilervorkopfes.

Die Ziegelsteinbogen der beiden Landöffnungen sind dadurch tragfähiger gemacht worden, daß die vorhandenen Gewölbe unter ihnen liegende Verstärkungsgewölbe aus hochwertigem Eisenbeton mit 45 cm Scheitel- und 65 cm Kämpferstärke erhalten haben. Der Beton hat ein Mischungsverhältnis 1 : 5 und ist mit acht Rundeisen von 12 mm ⌀ auf 1 lfd. m bewehrt. Um die alten und neuen Tragwerke in statischer Beziehung als einheitlichen Bauteil wirken zu lassen, mußte für eine innige Verbindung der beiden Gewölbe gesorgt werden. Zu diesem Zweck wurden die alten Gewölbe an ihren Unterflächen mit Preßluftbohrhämmern aufgerauht und die Trageisen des neuen Bauteiles durch gleichmäßig verteilte Rundeisen im Ziegelsteinmauerwerk verankert. Das neue Gewölbe wurde sodann aus flüssigem Beton durch Öffnungen im alten Ziegelsteingewölbe durch Trichter von oben her gegossen. Im ganzen waren sieben Gußstellen vorhanden, von denen drei im Scheitel zwischen und außerhalb der beiden Hauptgleise, die übrigen in den Halbierungspunkten der Gewölbehälften an den Außenseiten angeordnet waren. Um die Bildung von Hohlräumen zu vermeiden, befanden sich während des Gießens auf jeder Seite ständig mehrere Arbeiter in dem nur 45 cm hohen Raum zwischen der Schalung und dem alten Mauerwerk, die die Aufgabe hatten, den flüssigen Beton mittels Rühreisen in Bewegung zu halten. Im Scheitel, wo der Beton infolge der geringen Neigung der Schalung schlecht floß, war die Gefahr der Bildung von Hohlräumen besonders groß. Die Betonmasse wurde daher an dieser Stelle von den Seiten aus besonders sorgfältig durchgeführt. Außerdem ordnete man im Scheitel und seitlich davon an den Außenseiten durch Anschlagen des alten Gewölbes Öffnungen an, aus denen die Betonmasse nach Füllung des Hohlraumes unter Druck heraustreten mußte, was auch geschah. Nach dem Ausschalen der Gewölbe wurden von der Unterseite aus mehrere Löcher gebohrt, die den Nachweis brachten, daß die Betonmasse fehlerfrei war.

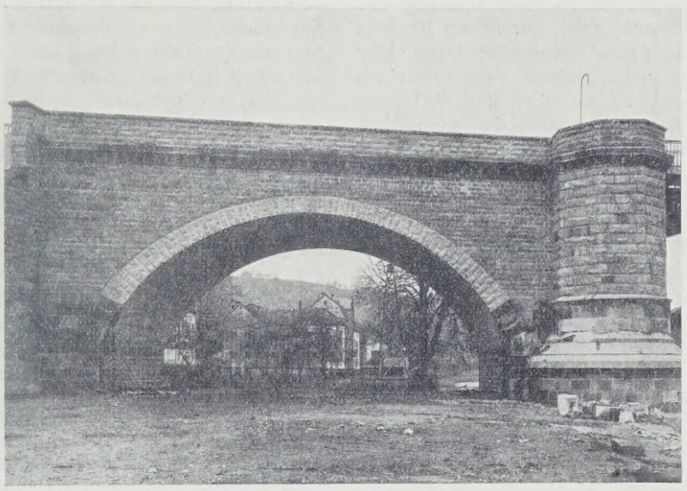


Abb. 7.

Jedes Gewölbe faßte ungefähr 100 m³ Beton, der in ununterbrochenem 30stündigen Arbeitsvorgange mit einer Betonmischmaschine von 300 l Inhalt in 400 Mischungen hergestellt und eingebracht wurde. Abb. 6 zeigt den Bogen der Landöffnung am rechten Ufer stromauf gesehen mit dem unterbetonierten Eisenbetongewölbe nach der Beseitigung der vorderen Schalung. Im Scheitel sind noch die Drucklöcher sichtbar, seitlich erkennt man die Rutsche für das Abladen der Baustoffe, die auf dem Baugleis zur Verfügung gestellt wurden.

Die Stirnflächen des alten und neuen Gewölbes haben eine einheitliche Verkleidung aus Ruhrkohlensandstein erhalten, so daß der Beschauer den Eindruck hat, als ob die Landöffnungen durch ein einheitliches Betongewölbe überspannt werden (Abb. 7).

Da der Beton während des Abbindens keine Erschütterungen erleiden sollte, wurde das Gleis, auf dem der Zugverkehr stattfand, mit einer

Abfangkonstruktion abgestützt. Die drei inneren der in zwei Reihen angeordneten 30 cm starken Stempel des Abfanggerüstes griffen durch das alte Ziegelsteingewölbe unter das Betriebsgleis, die drei äußeren standen seitlich des Gewölbes parallel der Stirnfläche. Auf je zwei nebeneinanderstehenden Stempeln lagerten als Querträger zwei miteinander verbolzte I 45, die unter jedem Gleis zwei Längsträgern I 45 als Stütze dienten. Die auf den Längsträgern liegenden Schwellen waren mit den unter den Trägern liegenden Gegenschwellen fest verbolzt. In der Längsrichtung war die ganze Konstruktion außerdem durch einen Windverband und durch doppelte Verstrebungen gegen Betonklötze abgesteift. Die Konstruktion hat sich im Betriebe, der sie auf der Gülser Seite fast 3 Wochen ununterbrochen mit 60 Zügen täglich belastete, vorzüglich bewährt. Es war lediglich nötig, die Bolzen der zusammengehörigen Schwellen von Zeit zu Zeit nachzuziehen.

Abb. 8.

Der Ein- und Ausbau der Abfangkonstruktion in das stromab gelegene Betriebsgleis erforderte, wie bereits erwähnt, die viermalige Umlegung des Betriebes auf das stromauf gelegene Gleis für die Dauer von je 10 bis 14 Tagen. Da den Baufirmen während dieser Zeiträume jede Entlademöglichkeit fehlte, mußten die Unterbrechungen so in das Bauprogramm eingefügt werden, daß keine Verzögerungen in der Bauausführung entstanden. Das Gewölbe am rechten Ufer wurde daher bereits am 10. März vor dem Eintreffen der Gutehoffnungshütte, das Gewölbe am linken Ufer am 19. August betoniert. Im letzteren Falle geschah der Einbau der Abfangkonstruktion nach Beendigung des Entladens der Eisenteile für die Mittelöffnung während des Zerschneidens und Verladens des alten Überbaues der linken Seitenöffnung, der Ausbau während der Demontage der Mittelöffnung, da für diese Arbeitsvorgänge das stromab gelegene Gleis sowieso als Verladegleis zur Verfügung gestellt werden mußte.

Die Landpfeiler sind um je 2,50 m, die Strompfeiler um je 3,00 m stromauf- und stromabwärts verlängert worden, da die Rheinstrombauverwaltung eine Verbreiterung mit Rücksicht auf die Durchflußweite nicht zuließ. Diese Lösung war auch deswegen am wirtschaftlichsten, weil auch bei einer Verbreiterung auf eine Verlängerung nicht verzichtet werden konnte, um für die neuen Auflager beiderseits des alten Überbaues Auflagermasse zu schaffen. Die Verlängerungen sind so groß gewählt, daß die alte Bodenpressung von 6 kg/cm² auch bei dem Lastenzug *N* unter den neuen Verhältnissen nicht überschritten wird.

Die Baugruben für die Verlängerung des Landpfeilers auf dem linken Ufer wurden mit eisernen Spundwänden gegen das Eindringen des Moselwassers abgeschlossen, weil die Unterkanten der auf Kies gegründeten Fundamente rd. 6 m unter Geländeoberfläche und 1,50 m unter dem mittleren Wasserstand der Mosel lagen. An dem Landpfeiler auf dem rechten Ufer konnten die Fundamente in offener Baugrube hergestellt werden, weil der Fels nur einige Meter unter Straßenoberfläche lag.

An den Strompfeilern beseitigte zunächst ein Schwimmgreifer den schweren Steinvorwurf, der in eine Klappschute geladen und von hier aus zur Verfüllung von Auskolkungen in der Nähe der Pfeiler versenkt wurde. Gleichzeitig rammte eine Schwimmramme die Pfähle für die Transportgerüste zwischen den Strompfeilern und dem jeweils nächstgelegenen Ufer sowie die Pfähle für die die Strompfeiler umgebenden Rammgerüste. Abb. 8 zeigt das Transportgerüst nach dem linken Strompfeiler von stromab gesehen. Der Pfeiler ist bereits fertig abgespitzt. Im Hintergrunde schlägt die Schwimmramme die Pfähle für das Montagegerüst der ersten Öffnung.

Nach Beendigung dieser Arbeiten schloß man die späteren Baugruben an den Pfeilervorköpfen stromauf und stromab durch 1,50 m breite Fangedämme, die aus Larssen-Spundwänden und zwischenliegender Lehmdichtung bestanden, gegen das offene Moselwasser ab. Das Rammen der Spundwände selbst geschah von den festen Gerüsten aus mit Rammen der üblichen Bauart mit feststehendem Kolben und beweglichem, als Rammbär dienendem Zylinder mit einem Bärgewicht von 1200 kg und Hubhöhen von 80 bis 100 cm. Im Mittel ließen sich täglich 12, im Höchstmaß 15 Spundbohlen mit einer Ramme schlagen, die Bohlen zogen in einer Hitze je nach der Tiefe 3 bis 5 cm. Insgesamt waren an den beiden Strompfeilern 3 Rammen tätig, die die Arbeiten an jedem Pfeiler in 4 bis 5 Wochen erledigten, von einer achttägigen durch ein Sommerhochwasser verursachten Unterbrechung (19. bis 25. Mai) abgesehen.

Da die Rammarbeiten unter den alten Überbauten infolge der geringen Höhe nur schwierig auszuführen waren, rammte man die eisernen Spundwände nur bis zu den Überbauten, während unter ihnen die Anschlüsse an die alten Pfeiler mit Bohlenwänden abgedichtet wurden. Es zeigte sich auch in diesem Falle, daß bei jedem Wechsel in der Abdichtung die Wechselpunkte schwache Stellen sind, denn beim Auspumpen der Baugruben mußten die Anschlußstellen mehrfach nachgedichtet werden. Es empfiehlt sich daher stets, die gleichzeitige Verwendung verschiedener Dichtungsmittel zu vermeiden.

An dem Gülser Strompfeiler lag die Oberkante der 10 m langen inneren Larssen-Spundwand auf + 66,00, dem höchsten schiffbaren Wasserstande der Mosel, die Oberkante der äußeren 6,50 m langen Larssen-Spundwand auf + 64,00, d. h. in Höhe der in den Sommermonaten zu erwartenden höchsten Wasserstände. Unterkante Fundament lag auf + 57,85, also 1,85 m über Unterkante der inneren Spundwand.

An dem Moselweißer Strompfeiler war die innere Spundwand 7,50 m, die äußere 5,00 m lang. Die Oberkanten der Spundwände lagen in der-

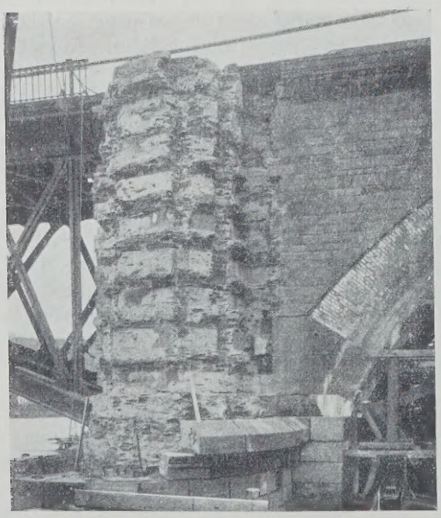


Abb. 9.

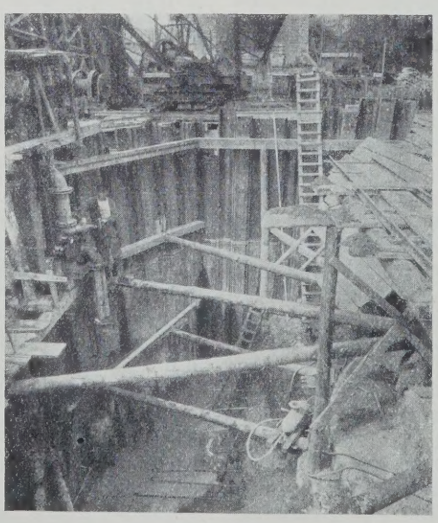


Abb. 10.

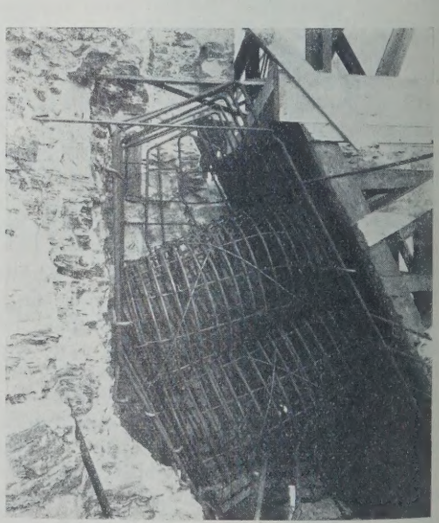


Abb. 11.

selben Höhe wie am Gülser Pfeiler. Fundamentunterkante lag stromauf auf + 59,00, stromab auf + 58,40 und stand unmittelbar auf Fels. Die innere Spundwand stand daher gleichfalls auf Fels, in den sie ungefähr 30 bis 50 cm tief eingriff.

Der Boden wurde von Hand in die abnehmbaren Kasten der Seitenkipper geladen, die ein fahrbarer mit Dampf angetriebener Kran oder die seitlich der Pfeiler angebrachten Schwenkmaste in und aus den Baugruben förderten. Die auf Schmalspurgleisen laufenden Kippwagen, die von Hand befördert wurden, verbrachten den Boden auf den Transportgerüsten an die Ufer, wo er eingebaut wurde. Nach Beseitigung des Bodens mußte der alte, aus Beton zwischen Pfahlwänden bestehende Fangedamm, der das alte Fundament abgrenzte, mit Bohrhämmern entfernt und der Beton der alten Fundamente an den schadhaften Stellen abgespitzt werden. Die Verlängerung der Fundamente und des Pfeileraufbaues geschah sodann in trockener Baugrube. Die Fundamente und das Kernmauerwerk der Pfeiler bestehen aus Beton im Mischungsverhältnis 1:7, die Verblendung im Sockel aus Basaltlava, im Aufbau aus Ruhrkohlensandstein.

Um eine innige Verbindung zwischen dem alten und neuen Mauerwerk herzustellen, mußte die alte Verblendung entfernt und das Mauerwerk sorgfältig abgespitzt werden (Abb. 9, Landpfeiler am rechten Ufer). Die alten und neuen Fundamentteile wurden außerdem durch drei übereinanderliegende Reihen Rundeisen miteinander verbunden. Zwei Eisenbetonbänder aus je acht Rundeisen mit 30 mm ⌀ umgürten unter und über den Auflagern den ganzen Pfeiler, um an denjenigen Stellen, an denen die großen Auflagerkräfte aufzunehmen sind, zwischen dem alten und neuen Mauerwerk eine besonders gute Verbindung zu schaffen. Die Eiseneinlagen dieser Bänder sind im neuen Mauerwerk auseinandergezogen.

Abb. 10 zeigt einen Blick in die Baugrube eines Strompfeilers. Die 10 m langen Spundbohlen sind gegen das alte Mauerwerk, das bereits abgespitzt ist, abgestützt. Der vordere schadhafte Beton des alten Fundamentes ist abgespitzt, mit Herstellung der schwalbenschwanzförmigen Verzahnung ist begonnen, und die untere Reihe der Rundeisen ist eingebracht. Die in halber Höhe aufgestellte Zentrifugalpumpe mit 10000 l Fördermenge i. d. Min. zieht die Wassermengen, die im Laufe der Zeit eindringen, aus dem links unten neben den Arbeitern sichtbaren Pumpensumpf ab. Im Hintergrunde steht der Dampfkran, der die Bodenmengen aus der Baugrube fördert.

Abb. 11 zeigt die Bewehrung des Auflagers. Vier Spiralen, die durch einen kräftigen Rahmen aus Rundeisen von 30 mm ⌀ gefaßt sind, übernehmen die Übertragung der Bogenkraft, die für Eigengewicht und den Lastenzug N bei voller Belastung der Brücke einschließlich aller Nebenwirkungen rd. 1450 t beträgt, in das volle Pfeilermauerwerk. Als Ummantelung dient Beton aus hochwertigem Portlandzement im Mischungsverhältnis 1:4. — Nach Fertigstellung der Arbeiten sind die äußeren Spundwände gezogen, die inneren 15 cm über der Fundamentoberfläche mit autogenen Schneideapparaten abgeschnitten. Die Oberfläche des Fundamentes ist sodann bis Oberkante der abgeschnittenen Spundwand durch eine 15 cm starke Schutzschicht abgedeckt. Die abgeschnittenen Spundbohlen des rechten Strompfeilers sind außerdem im oberen Fundamentbeton verankert, um ein Loslösen zu vermeiden, was immerhin im Bereich der Möglichkeit liegt, da sie nur 30 bis 50 cm tief in den Fels eingreifen.

(Schluß folgt.)

Die Neugestaltung der Trinkwasserversorgung der Städte Athen und Piräus.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **H. Eigenbrodt,** Oberingenieur der Siemens-Bauunion, Berlin-Siemensstadt.

Im August 1923 hatte der griechische Verkehrsminister ein öffentliches Ausschreiben erlassen für eine Konzession zur Versorgung der Städte Athen und Piräus und deren Vororte mit Trink- und Nutzwasser. Das Ausschreiben sah vor die Bearbeitung eines Entwurfes, die Ausführung der Bauten und die Betriebsübernahme für die Dauer von 60 Jahren. Zum Zwecke der Beteiligung an diesem Ausschreiben hatten sich die Firmen Siemens-Bauunion, Berlin-Siemensstadt, „Tekton" Bau-Aktiengesellschaft, Athen, und Gelsenkirchener Bergwerks-Aktiengesellschaft, Gelsenkirchen, zu einer Studiengesellschaft zusammengeschlossen, von der die Siemens-Bauunion mit der Entwurfbearbeitung beauftragt worden ist. Der Entwurf der Siemens-Bauunion wurde mit einem Preise ausgezeichnet; er soll im folgenden erläutert werden.

Athen ist hinsichtlich seiner Wasserversorgung heute noch hauptsächlich auf einen erweiterten Aquädukt angewiesen, den Kaiser Hadrian 117 bis 138 n. Chr. erbaut hat. Dieser Aquädukt führt Quellwasser von den Südausläufern des Parnes nach Athen. Ergänzt wird diese Versorgung aus öffentlichen und privaten Brunnen, die in Athen selbst oder im Tale nach Kephisia erschlossen sind. Auch das Quellwasser von Kephisia wird in großen tönernen Krügen auf Eselfuhrwerken nach Athen gebracht und dort zu guten Preisen verkauft. Alle diese Maßnahmen reichten nur für eine sehr mangelhafte Wasserversorgung, die im Jahre 1922 bei 400000 Einwohnern etwa 12,0 l je Einwohner und Tag betrug.[1])

Piräus ist hinsichtlich der Wasserversorgung etwas günstiger gestellt, weil es hier möglich ist, Grundwasser zu erschließen; aber auch dies ändert die eigentlichen Verhältnisse wenig, da das durch Brunnen erschlossene Grundwasser brackig und infolgedessen für viele Zwecke unbrauchbar ist. In Piräus ist man deshalb auch dazu übergegangen, Trinkwasser mit dem Schiff und auf Landfuhrwerken aus brauchbaren Quellen der Umgebung heranzubringen und Nutzwasser unmittelbar aus dem Meer in die Stadt zu pumpen. Im Jahre 1922 hatte Piräus 190000 Einwohner, denen täglich eine Wassermenge von nur 34,0 l je Einwohner zur Verfügung stand.

Athen und Piräus bilden mit ihren Vororten heute schon eine wirtschaftliche Einheit. In ihrer Entwicklung als Wohnplätze zunächst noch unabhängig voneinander, läßt doch schon die neuere Gestaltung des Ausbaues das große zusammenhängende Wohngebiet der Zukunft auf der Ebene zwischen dem Busen von Piräus und Athen erkennen (Abb. 1). Es ist deshalb ein glücklicher Gedanke, daß die Frage der Wasserversorgung dieses Gebiets von großen Gesichtspunkten aus aufgegriffen worden ist.

Die Fläche des zu versorgenden Gebietes beträgt im ganzen 6637 ha; davon entfallen auf Athen und Vorstädte 4111 ha, auf Piräus und Vorstädte 2526 ha. Unter Berücksichtigung des Bevölkerungszuwachses werden auf dieser Fläche voraussichtlich wohnen im Jahre 1930: 627870, im Jahre 1950: 1174910 Einwohner.

Für die Versorgung der Stadt Athen mit einwandfreiem Trinkwasser standen seit Jahren verschiedene Vorschläge zur Erörterung. Die Regierung hat sich entschlossen, zunächst den Plan durchzuführen, im Tale des Charadrosbaches bei Marathon ein Staubecken anzulegen und von hier aus die Städte Athen-Piräus zu versorgen.

Im Regierungsvorentwurf war ein Wasserverbrauch von 190 l je Einwohner und Tag als erwünscht angegeben. Genauere Untersuchungen der Leistungsfähigkeit eines Staubeckens bei Marathon ergaben, daß in Jahren geringer Niederschlagshöhe selbst bei Inanspruchnahme jeglicher Erweiterungsmöglichkeit des Einzugsgebietes beim Vollausbau im Jahre 1950 nicht mehr als 100 l täglich je Einwohner abgegeben werden könnten. Dadurch war der Leistungsfähigkeit der Anlage eine natürliche Grenze gesetzt, und die Anlagen wurden deshalb von vornherein auf diesen Tagesverbrauch bemessen.

Die Fassungsanlagen. Die günstigste Lage der Sperrmauer ist eine Talenge unterhalb des Zusammenflusses der Bäche Charadros und Varnava. Das Einzugsgebiet der Bäche beträgt hier 120 km² und liefert im Mittel 41,433 Mill. m³ Wasser im Jahr. Die Talsperre bei Marathon, die sofort für die volle Ausnutzung aller verfügbaren Wassermengen errichtet werden soll, erhält eine Höhe von 53 m und wird 250 m lang. In trockenen Jahren können dem Stausee nur 29,086 Mill. m³ im Jahre entnommen werden, so daß bereits im Jahre 1940 mit der Möglichkeit der Einschränkung der Wasserabgabe von 100 l auf 87,6 l je Einwohner und Tag gerechnet werden müßte. Damit wird die dringende Notwendigkeit dargetan, die Erweiterungsmöglichkeit der Fassungsanlagen von vornherein sicherzustellen.

Der Vorentwurf der Regierung sah als Erweiterung die Errichtung eines zweiten Staubeckens im Tale des Vranabaches vor, dessen Wasser in die bei Vrana vorbeizuführende Freigefällsleitung von der Marathonsperre nach Athen eingeleitet werden sollte. Um diese Einleitung mit natürlichem Gefälle zu erreichen, ist eine beträchtliche Höhenlage des Stauspiegels im Vranabecken erforderlich. Der Bau der Vranasperre, der schon vor 1940 in Frage käme, würde deshalb erhebliche Mittel erfordern. Beide Staubecken vermögen in Jahren mittlerer Niederschläge die Versorgung mit 100 l je Einwohner und Tag bis etwa 1950 sicherzustellen. In trockenen Jahren geht aber auch in diesem Falle die Wasserabgabe auf rd. 80 l je Einwohner und Tag zurück. Deshalb wurde im Entwurfe der Siemens-Bauunion nach weiteren und wirtschaftlicheren Erweiterungsmöglichkeiten gesucht. Diese wurden in dem Niederschlagsgebiet des Stamatabaches und den Gebieten der Quellbäche des Kephisos gefunden (Abb. 1 u. 2).

Das Wasser des Stamatabaches kann ohne große Kosten durch einen etwa 1 km langen Stollen in das Staubecken bei Marathon eingeleitet werden. Sein Niederschlagsgebiet von 13 km² reicht aus, die gewünschte Versorgung mit 100 l je Einwohner und Tag auch in trockenen Zeiten bis etwa zum Jahre 1939 zu gewährleisten. Das Marathonwerk müßte demnach zwischen 1930 und 1940 erweitert werden.

[1]) Alle Angaben über Einwohnerzahlen und die sich hieraus ergebenden Zahlen über Wasserbedarf beziehen sich in diesem Aufsatze auf das Jahr 1922. Die Stadt hat seit einiger Zeit durch kleinasiatische Flüchtlinge beträchtlich an Einwohnerzahl zugenommen. Da bis heute die geplante Wasserversorgung noch nicht durchgeführt ist, ergeben sich demnach für die heutigen Verhältnisse noch bedeutend geringere Verbrauchsziffern, als sie damals ermittelt wurden.

Abb. 1.

Weitere Erweiterungsmöglichkeiten bietet der Südabhang des Parnes, wo fünf Quellbäche des Kephisos in einer solchen Höhenlage gefaßt werden können, daß ihre Einleitung in das Becken von Marathon über den Oberlauf des Baches von Spata mit natürlichem Gefälle möglich ist. Das 28 km² große Einzugsgebiet der Bäche bringt im Mittel einen Zuschuß von 9,36 Mill. m³ im Jahre und 7,55 Mill. m³ in trockenen Jahren und ermöglicht die geforderte tägliche Mindestversorgung von 100 l je Einwohner bis zum Jahre 1945. Die Fassungsanlage erfordert den Bau eines 7,760 km langen, offenen Hangkanals, eines 2,5 km langen Dückers und von fünf Wehren. Bis 1950 vermögen die erweiterten Anlagen je Einwohner noch 85 l täglich zu liefern.

Als letzte Hilfsquelle soll nach dem Entwurf aus wirtschaftlichen Gründen das Gebiet des Vranabaches ausgenutzt werden, der die Fassung des Vranawassers, in jedem Falle den Bau einer eigenen Talsperre erfordert. Das Einzugsgebiet oberhalb der Sperrmauer ist 24 km² groß und kann im Mittel 8 Mill. m³, in trockenen Jahren 6,5 Mill. m³ im Jahre liefern. In vollem Ausbau ermöglicht also die Marathonsperre eine Versorgung von 100 l je Einwohner und Tag bis zum Jahre 1950 selbst bei Trockenheit. Diese Menge kann in Jahren gewöhnlicher Niederschläge auch noch bis 1961 verabfolgt werden. Die Versorgung geht aber zu diesem Zeitpunkt in trockenen Jahren auf 73 l je Einwohner und Tag zurück.

Die Zuleitung nach Athen. Das Staubecken (Abb. 2 u. 3) liegt, in der Luftlinie gemessen, rund 21 km von den Höhen im Nordosten Athens entfernt, wo die natürliche Lage der Hochbehälter ist, von denen aus die Verteilung in das Stadtröhrennetz stattfinden wird. In dieser geraden Linie erhebt sich zwischen Staubecken und Versorgungsgebiet das bis 1100 m ansteigende Pentelikongebirge und der zwischen Pentelikon und Parnes gelegene Gebirgssattel, dessen Rücken etwa 380 m hoch ist. Die Sohle der Ableitung liegt am Staubecken Marathon auf rd. 196 m, auf den Höhen bei Athen auf rd. 170 m. Die unmittelbare Ableitung des Wassers ohne Pumpenarbeit auf dem geraden Wege war aber nur möglich, wenn der Sattel durch einen längeren Stollen durchfahren würde.

Diese Lösung erschien der Regierung weniger gangbar, und deshalb hatte sie in ihrem Vorentwurf eine Hangleitung vorgesehen, die das Pentelikongebirge im Osten und Südosten umgeht und den Sattel zwischen Hymettos und Pentelikon südlich Chalandri mittels eines kürzeren Stollens durchschneidet. Diese Linie erhält eine Länge von 56,7 km, die durch Einfügung abkürzender Stollen und Siphonleitungen auf 44 km verkürzt werden könnte. Die besondere Ungunst der örtlichen Verhältnisse auf einem Teil der Zuleitungstrasse führte dazu, daß die Ausführungsmöglichkeit einer Zuführung im Zuge der Luftlinie technisch und wirtschaftlich geprüft wurde. Die vergleichenden Kostenanschläge und Ausarbeitungen fielen in jeder Hinsicht zugunsten der unmittelbaren Durchführung aus, und deshalb wurde dem Entwurfe der Siemens-Bauunion diese „Stollenleitung“ im Gegensatze zum Vorentwurfe der Regierung an erster Stelle zugrunde gelegt. Eine Gegenüberstellung der Gesamtlängen beider Linien nach Stollen, Freigefällsleitung und Siphons sowie des mittleren Gefälles zeigt deutlich die Vorteile der Stollenleitung an:

Linie	Gesamtlänge km	Freigefällsleitung km	Stollen km	Siphon km	Durchschnittliches Gefälle
Hangleitung I . .	56,700	48,700	4,900	3,100	1 : 2570
Hangleitung II . .	43,830	29,280	5,750	8,800	1 : 1720
Stollenleitung . .	22,250	0,870	15,980	5,400	1 : 1000

Die Baukosten ergeben sich für die Stollenleitung zu 96,2 Mill. Drachmen gegenüber 117,41 Mill. Drachmen bei der Hangleitung I.

Nur in einer Hinsicht schien zunächst die 16 km lange Stollenleitung gegenüber der Hangleitung im Nachteil zu sein: Die Bauzeit ergab sich bei Angriffen von den beiden Stollenportalen aus etwas länger als bei der Hangleitung. Es ist aber klar, daß die Bauzeit dieser Linie durch den Ausbruch des 5 km langen Stollens bei Chalandri bedingt sein würde, und daraus ergab sich, daß der Vorteil der Hangleitung ausgeglichen werden könnte, wenn es sich als wirtschaftlich tragbar erweisen würde, daß die Ausführung des 15 km langen Stollens so gestaltet werden könnte,

daß dessen Bauzeit nicht länger wurde als die des Stollens bei Chalandri. Die in dieser Hinsicht durchgeführten Untersuchungen zeigten, daß, abgesehen von den beiden Stollenausgängen, der Angriff des Stollens von drei weiteren Stellen aus wirtschaftlich wohl möglich ist. Die einzelnen Teilabschnitte des Stollens werden dadurch etwa 4,5 km lang, die senkrechten Förderschächte 55, 117 und 57 m tief.

Einen weiteren Vorteil für die Bauausführung gewährte die Stollenleitung dadurch, daß die Linienführung in der Nähe der Bahn Athen—Saloniki liegt, was eine einfache und sichere Zufuhr der Baustoffe ermöglichte. Ausschlaggebende Gründe gegen die Stollenleitung waren also nicht vorhanden, und deshalb wurde sie, wie oben bereits betont, für die Ausführung vorgeschlagen, obschon kein Zweifel darüber bestand, daß mit dieser Lösung „Gerade durch" gegen einen Hauptpunkt der Ausschreibungsbedingungen angegangen war.

Die Wahl der Stollenleitung macht später, wenn die Vranatalsperre hinzugefügt wird, die künstliche Hebung des Vranawassers in das Becken von Marathon notwendig. Zur Gewinnung der hierfür erforderlichen Energie soll das an der Marathonsperre zwischen Stauseeoberfläche und Entnahmeleitung verfügbare Gefälle ausgenutzt werden. Die dort zu gewinnende Energie genügt in Jahren mittlerer Niederschläge stets, in Jahren geringer Niederschläge während acht Monate, um das Vranawasser in den Stausee von Marathon zu heben. Für den letzten Fall muß also eine Reservekraft für die fehlende Zeit aufgestellt werden.

Reinigung des Wassers. Das Talsperrenwasser muß, da es aus einem Gebiet entstammt, in dem bewohnte Plätze in größerer Zahl vorhanden sind, durch Filtration und Entkeimung gereinigt werden. Ausreichende Voruntersuchungen, nach denen entschieden werden könnte, ob dafür Langsam- oder Schnellfilter in Frage kommen, liegen noch nicht vor. Es wurde deshalb vorgeschlagen, sofort bei Baubeginn im Charadrostale in Verbindung mit den für die Bauwasserversorgung notwendigen Einrichtungen eine Versuchsanlage zu errichten, in der das Bachwasser den verschiedenen Reinigungsverfahren unterworfen und deren Wirkung erprobt wird.

Die Filteranlage ist auf dem Höhenrücken nordöstlich von Athen in Aussicht genommen, damit sie leichter von der Zentralstelle aus überwacht werden kann. Die Entwürfe für die notwendigen Bauwerke sind für die verschiedenen Fälle der Reinigungsmöglichkeit aufgestellt worden, um nach getroffener Entscheidung die Baupläne rasch endgültig festlegen zu können, und der Entwurf ist derart gestaltet, daß die sonstigen Anlagen nicht von der endgültigen Wahl des Filtersystems beeinflußt werden.

Für die Langsamfilter sind Becken mit 1,50 m Filterschicht und 0,5 m mittlerer Filterdruckhöhe vorgesehen, die bei der zunächst schätzungsweise angenommenen Filtergeschwindigkeit von 2,50 m je Tag für den ersten Ausbau aus acht Einzelbecken von je 3600 m² Fläche bestehen werden. Sie müssen allmählich bis zum Jahre 1950 auf das Doppelte vergrößert werden.

Als Schnellfilteranlage sind Reisertfilter mit vorgeschalteten Klärbecken in Aussicht genommen.

Die Klärbecken bestehen aus Einzelbecken von 10 m Breite und 815 m³ Inhalt und sind vorläufig für $2^1/_2$stündige Klärzeit vorgeschlagen. Der erste Ausbau erfordert elf solcher Einheiten. Durch Zusatz von Tonerdesulfat soll die Klärung nötigenfalls beschleunigt und gefördert werden.

Die Reisertfilter bestehen aus langgestreckten Becken von 18 m Länge und 3 m Breite und 53,5 m² Filteroberfläche. Wird schätzungsweise mit einer größten Filtergeschwindigkeit von 3,4 m/Std., also etwa 82 m je Tag, gerechnet, so werden für den ersten Ausbau 20 Filter, für den vollen Ausbau die doppelte Anzahl nötig.

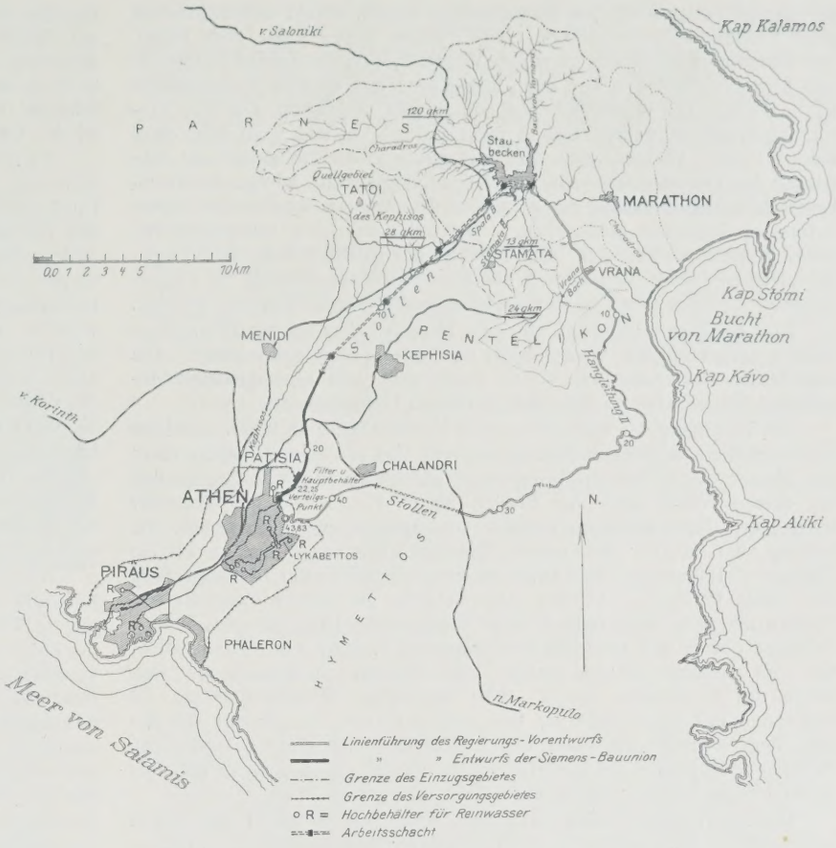


Abb. 2.

Wasserverteilung. Das Versorgungsgebiet zeigt beträchtliche Unterschiede in der Höhenlage. Während die tief gelegenen Teile von Piräus

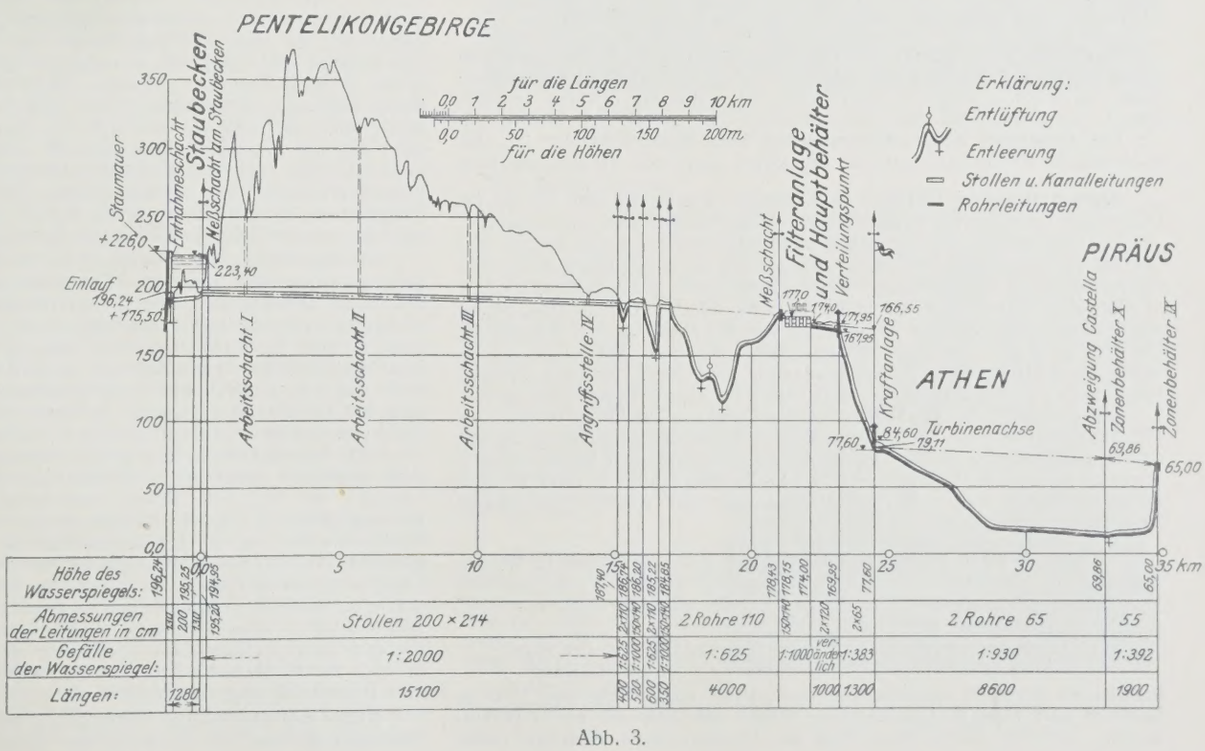


Abb. 3.

nur wenige Meter über dem Meeresspiegel liegen, erhebt sich das Gebiet beim Lykabettos bis + 180 m, einige Häuser liegen sogar noch höher. Der Hauptbehälter für das gereinigte Wasser faßt im Vollausbau 150 800 m³ und liegt unmittelbar neben der Filteranlage; der höchste Wasserspiegel ist + 174,00. Die Ausschreibungsbedingungen verlangten, daß der Versorgungsdruck im ganzen Gebiet nicht unter 30 m und nicht über 50 m betragen soll. Hieraus ergab sich entsprechend der Höhenlage die Einteilung des Gesamtgebietes in fünf Versorgungszonen. Infolge der räumlichen Längenausdehnung der einzelnen Druckzonen wurde eine Unterteilung in Teilzonen erforderlich, deren jede aus einem besonderen Behälter gespeist werden soll. Die Behälter der gleichen Druckzone liegen auf gleichen Höhen und wirken auf diese Weise gegenseitig als Gegenbehälter. Die fünf Zonen werden aus zehn verschiedenen Behältern gespeist.

Alle Behälter zusammen mit dem Hauptbehälter an der Filteranlage können insgesamt den Wasserbedarf von zwei Tagen aufspeichern. Die hügelreiche Gestaltung von Athen und Piräus läßt eine günstige Anordnung der Behälter in jeder erforderlichen Höhenlage zu.

Die Verteilung des Wassers aus dem Hauptbehälter nach den einzelnen Zonenbehältern ist folgendermaßen geplant: Von den Hauptbehältern fließt das Wasser einem bei der Filteranlage vorgesehenen Verteilungspunkte zu, dessen Wasserspiegel im Betrieb auf + 171,75 m liegt. Von hier werden drei Hauptleitungen gespeist: die Hauptleitung nach Piräus, die Leitung zum Behälter der oberen Zone am Westhange des Lykabettos (Spiegel + 155 m) und eine dritte zu einem Behälter der mittleren Zone bei Patisia (Spiegel + 125 m). Der Behälter der oberen Zone ist verbunden mit dem Wasserschloß einer Wasserkraftanlage, die das Gefälle zwischen oberer und mittlerer Zone ausnutzt, und mit einer Pumpstation, die den Behälter der höchsten Zone (Spiegel + 200 m) am Osthange des Lykabettos speist. Die zugehörige Wasserkraftanlage ist verbunden mit einem Behälter der mittleren Zone (+ 125 m); die Anlage liegt westlich am Fuße des Lykabettos, und dieser vorgesehene Behälter versorgt das zentrale Stadtgebiet und ist gleichzeitig Verteilungspunkt für die Behälter der unteren Zone (Spiegel + 95 m).

Die Behälter der Tiefzone in Piräus, deren Spiegel auf + 60m liegen wird, werden unmittelbar aus dem Hauptverteilungspunkte (+ 171,95 m gespeist. Dieser erhebliche Höhenunterschied wird nur zu einem Bruchteil im Druckverlust der 11 800 m langen Leitung nach Piräus aufgebraucht und soll deshalb in einer zweiten Wasserkraftanlage zur Erzeugung von Energie ausgenutzt werden. Das Nutzgefälle beträgt 80 bis 90 m, womit bei Betriebsaufnahme im Mittel 142 kW und im Laufe des allmählichen Ausbaues 290 kW erzeugt werden können. Die hier gewonnene Energie kann in der Reinigungsanlage zum Betriebe der Ozonisierungsanlage nutzbringend verwertet werden. In dem beigefügten Längenprofil (Abb. 3) ist der Verlauf der Versorgungsleitung nach Piräus dargestellt.

Rohrnetz. Die Verteilung des Wassers zu den einzelnen Zonenbehältern geschieht auf kürzestem Wege durch Hauptspeiseleitungen mit Durchmessern von 700 bis 200 mm. Die einzelnen Zonen werden von den Zonenbehältern aus versorgt. Jede Zone erhält ihr in sich abgeschlossenes Ringnetz. Die einzelnen Netze sind aber an geeigneten Stellen miteinander verbunden, damit im Bedarfsfalle auch durch eine benachbarte Zone gespeist werden kann. Innerhalb der einzelnen Netze werden Hauptleitungen von 600 bis 300 mm Durchm. das Wasser den Hauptstraßenzügen zuführen, Verteilungsleitungen von 250 bis 150 mm und Zweigleitungen von 100 bis 80 mm Durchm. die Versorgung an die Verbraucher übernehmen. Das voll ausgebaute Netz aller Zonen wird 37 800 m Hauptspeiseleitungen mit 10 650 t Gewicht und 837 000 m Netzleitungen mit 31 740 t Gewicht enthalten.

Die Baukosten waren auf 2 100 000 engl. Pfund für den ersten Ausbau und auf 3 220 000 engl. Pfund für den Vollausbau ermittelt. Für die Bauausführung sind einschl. der Vermessungsarbeiten und der Aufstellung der Bauentwürfe fünf Jahre als erforderlich angesehen worden.

Ausführung des Werkes. Bei der Beurteilung der eingereichten Entwürfe wurden die Vorschläge zweier deutscher Großfirmen in die engere Wahl gezogen. Während einer dieser Entwürfe sich hinsichtlich der Zuleitung des Wassers von der Talsperre nach Athen an den Regierungsvorschlag anlehnte und die Hangleitung vorschlug, empfahl die Siemens-Bauunion den Durchstich des Pentelikon. Bei den Bemühungen um die Bauausführung, die nach den Ausschreibungsbedingungen von den Bauunternehmern finanziert werden sollte, mußten die deutschen Unternehmungen gegenüber amerikanischen Wettbewerbern zurücktreten. Der Bau des Wasserwerks ist deshalb der amerikanischen Firma Ulen & Co. übertragen, die der griechischen Regierung auch die erforderliche Anleihe vermittelte. Diese Firma wählte als Grundlage für die Bauausführung den Entwurf der Siemens-Bauunion, so daß der Hauptgedanke dieses Entwurfs, die unmittelbare Zuführung des Wassers nach Athen durch die Stollenleitung, verwirklicht werden wird.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 5. April erschienene Heft 7 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. Theodor Gesteschi: Kinobauten in Eisenbeton. — Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch: Nochmals zur Frage der Schubsicherung. — Obering. Georg Ehlers: Die Schubbewehrung von Eisenbetonträgern. — Oskar Muy: Die Schubsicherung der Eisenbetonträger nach den neuen Deutschen Bestimmungen. — Dr.-Ing. Robert Hauer: Zur Schubsicherungsfrage. — 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. Der 6. Vortragsabend findet statt am Dienstag, den 12. April, abends 8 Uhr im Ingenieurhause, Berlin NW7, Friedrich-Ebert-Straße 27 I. Dipl.-Ing. Müller, Leipzig, spricht über „Neuere Seilschwebebahnen für Personenverkehr". Eintritt frei.

Die diesjährige Hauptversammlung soll am Sonnabend, den 28. Mai in Mannheim abgehalten werden. Tagesfolge wird noch bekannt gegeben.

Werkstofftagung Oktober 1927, Berlin. Die Vorarbeiten für die im Oktober d. Js. in Berlin stattfindende Werkstofftagung sind im Gange.

Die Tagung setzt sich aus den Werkstoffvorträgen und der Werkstoffschau zusammen und ist für diesmal auf Stahl und Eisen, die Nichteisenmetalle und die elektrotechnischen Isolierstoffe beschränkt worden.

Bei den Vorträgen, deren bisher etwa 300 vorgesehen sind, sollen nur die ersten Vertreter der Wissenschaft und der Praxis zu Worte kommen. Die Werkstoffschau, eine wissenschaftlich angelegte Ausstellung in der neuen Ausstellungshalle am Kaiserdamm, wird auch weiteren Kreisen Kunde von der Bedeutung des Werkstoffes für alle Lebensgebiete geben.

Eine besondere Werkstoffprüfschau wird u. a. mit Hilfe von mehr als 100 Materialprüfmaschinen zeigen, welche Werkstoffeigenschaften zurzeit erforschbar sind und welche Verfahren und Einrichtungen hierfür benutzt werden. Die Werkstoffübersicht wird die Werkstoffe in ihrer fertigen Form vorweisen und soll Andeutungen über ihre richtige und falsche Behandlungsweise geben.

30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. (Fortsetzung). Ebenfalls einen großen Schleusenbau hatte der nächste Vortrag von Oberingenieur Beutefühf der Dyckerhoff & Widmann A.-G. zum Gegenstande, der über

„Betonieren mittels Bandtransportanlage beim Bau der Doppelschleuse Mannheim des Neckarkanals"

berichtete: Bei einer Kammerlänge von 110 m, einer Breite von 12 m je Kammer und 14,50 m Kammerhöhe enthält das Bauwerk rd. 60 000 m³ Beton. Die 3 m starke Sohle und die Kammerwände erhielten starke Rundeisenbewehrungen. Da die Schleuseninnenwände mit einem Torkretputz auf Drahtnetz versehen wurden, also Vorsatzbeton nicht erforderlich war, konnte die ganze Schleuse eigentlich mit zwei Hauptmischungsverhältnissen, nämlich 1 : 10 für den größten Teil der Massen und 1 : 5 für die Partieen mit Eiseneinlagen betoniert werden, was den Arbeitsvorgang sehr wirtschaftlich gestaltete. Für die Zuschläge mußte auf den in den großen Aushüben der Baggerungen des Unterkanals anfallenden Kiessand zurückgegriffen werden, der allerdings die Nachteile ziemlich großen Sandgehaltes, verbunden mit dem Anfallen größerer Kiesgerölle, hatte. Bei der Betonbereitung wurde dem Kiessand teilweise ein Zusatz von Porphyr-Splitt gegeben, um das mangelnde mittlere Korn auf diese Weise einigermaßen zu ersetzen. Dennoch war es zweifelhaft, ob sich diese Stoffe für Gußbeton eignen würden. Der Bauherr, die Neckarbaudirektion in Stuttgart, entschied sich aus diesen und anderen Gründen für Stampfbeton, und es ergab sich auf diese Weise die Möglichkeit, ein in Deutschland noch verhältnismäßig wenig angewandtes Betonierverfahren bei einem Großbetriebe auszuprobieren. Da täglich etwa 600 bis 800 m³ Stampfbeton zu verarbeiten waren, bildete die Wahl dieses Bauverfahrens im vorliegenden Falle zweifellos ein beträchtliches Wagnis.

Die eigentliche Betonförderung mußte für 45-m³-Stundenleistung ausgebaut werden, was durch einen Doppelaufzug mit zwei je 1000 l haltenden selbsttätig auskippenden Kübeln mit unabhängigem Windwerk und einer Hubgeschwindigkeit von 1,5 m/Sek. erzielt wurde. Die Lage der Schleuse hätte an sich die Anwendung von zwei auf beiden Längsseiten laufenden Bandbetoniertürmen gerechtfertigt, jedoch war erstens die Hauptanfuhrstelle für den Zement mit Normalgleisstutzen auf der rechten Schleusenseite auf Geländehöhe gegeben, zweitens sollte bei dieser ersten Anlage nicht gleich alles in doppelter Anzahl beschafft werden. Damit der Turm, der einen Ausleger für das feste und das verschiebliche Band trägt und außerdem wagerecht ausgiebig verschwenkbar ist, bei seinem beträchtlichen Gewicht von 56 t eine sichere und innerhalb des Grundwasserspiegelsenkungsgebietes liegende Längsfahrbahn erhielt, wurde vorerst von der Schleusensohle ein Stück als bewehrte Stützmauer ausgebildet, vorweg betoniert und mit Kiessand sorgfältig hinterstampft. Der Turm erhielt eine Längsfahrgeschwindigkeit von 1,5 m/Min., die genügte, um die verhältnismäßig seltenen Stellungsänderungen ohne großen Zeitverlust auszuführen. Wenn auch in dem Turmfuß ein Gegengewicht von 18 t eingebaut war, um den Turm in jeder Lage standsicher und fahrbar zu halten, so wurde er doch zur Sicherheit an seinem oberen Ende nach dem Gelände zu mit vier Drahtseilen abgespannt (Abb. 6).

Außer der eigentlichen Betonierung wurde auch bei der Beifuhr der Zuschlagstoffe und des Zementes mit wirtschaftlichem Erfolge Bandförde-

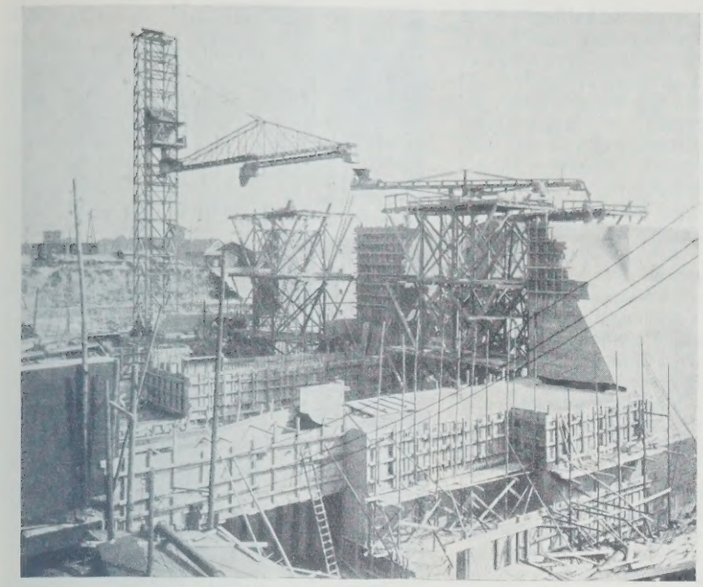


Abb. 6. Vortrag Beuteführ: Bandförderanlage beim Bau der Doppelschleuse Mannheim. Seitlicher Blick ins Unterhaupt.

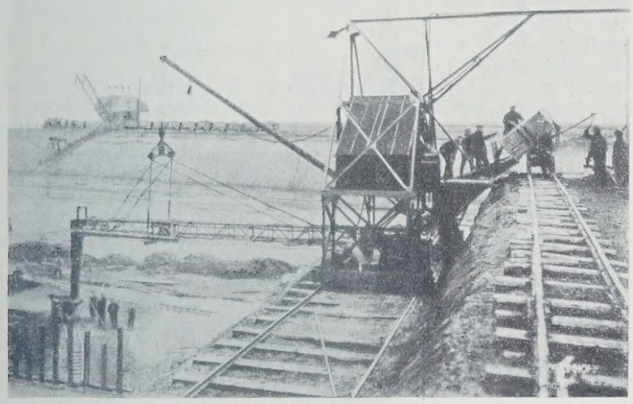


Abb. 7. Vortrag Beuteführ: Bandförderanlage beim Bau der Doppelschleuse Mannheim. Kiesförderung.

rung angewendet. Der Zement kam in Bahnwagen bis dicht an die Baustelle, wurde hier entweder in einen Zementschuppen als mehrtägige Reserve gestapelt, meist aber unmittelbar durch Sackrutsche einem 60 cm breiten Gummiband übergeben, das zuerst wagerecht, dann in einem zweiten Bandzug unter 18° Neigung nach oben die Säcke auf das oberste Stockwerk der Mischanlage förderte. Hier wurden durch ein 10 m langes Querband die Säcke über vier Schüttöffnungen verteilt, die den losen Zement den vier Mischaggregaten zuzuführen gestatteten. Der Kiessand wurde in ganzen Zügen mit Holzkastenkippern von 4 m³ Inhalt oder eisernen Selbstkippern von 5,2 m³ auf einem Längsgerüst zu einem Kiesberg abgekippt, unter dem stollenartig ein 50 m langes Gummiband von 50 cm Breite mit 1,2 m/Sek. Geschwindigkeit lief (Abb. 7). Durch Beschickungsschnauzen und verschiebbare Aufgabewagen konnten auf diese Weise einzelne Siloabteilungen nach und nach entleert und dem Kiessand Material aufgegeben werden. Die vorderen Abteilungen wurden für Splitt benutzt. Am Ende dieses Kieslängsbandes wurde der Richtungswechsel nach der Mischanlage hin vorgenommen und an dieser Stelle durch einen Mann dem Kies die größeren Stücke entnommen, die nicht schon beim oberen Abkippen durch einen dort angeordneten Schienenrost entfernt worden waren. Das Kiesschrägband hatte eine Neigung von 23° bei 20 m Länge. Es ließ sich in seinem oberen Ende auf einem Segmentboden leicht schwenken, wodurch die vier Kiessilotaschen der Mischanlage ständig voll gehalten werden konnten. Die Anordnung hat sich gut bewährt.

Der Ausleger des Betonierturmes, in dem zwei je 13 m lange Gummibänder von 60 cm Breite mit 1,4 m/Sek. Geschwindigkeit laufen, reichte bei diesem Schleusenbau bis zur Zwischenmauer, so daß von hier eine Ergänzungsvorrichtung nötig wurde, um auch die linkseitige Kammermauer auf einfache Weise mit Beton beschicken zu können. Dieses Hilfsband von 15 m Länge und gleichfalls 60 cm Breite lief anfänglich, durch zwei Räder leicht beweglich, in der Schleusensohle, die in einzelnen Abschnitten von 18 m gemäß den vorgesehenen Trennungsfugen geschalt und betoniert wurde. Später kam das Hilfsband auf ein Fahrgerüst zu stehen, das in drei Stockwerken so ausgebildet war, daß es gleichzeitig in einer zweiten daneben laufenden Ausführung das Schalen der Schleusenwände mit fertigen großen Schalungstafeln gestattete, die ohne Absprießung verhängt wurden. Beide Gerüste waren derart gleich, daß das Hilfsband anstandslos von einem auf das andere verschoben werden konnte, um ein ununterbrochenes Schalen und Betonieren in den einzelnen Wandabschnitten zu ermöglichen.

Auch die Längsförderung von der Mischanlage zu dem Bandbetonierturm wurde von Hand auf Längsgleisen mit reichlichen Weichen besorgt, doch lassen unsere Erfahrungen uns heute nicht mehr bezweifeln, daß man auch hier ohne weiteres Längsbänder hätte verwenden können.

Die nach Baubeendigung durchgeführten Wirtschaftlichkeitsberechnungen haben gezeigt, daß sich dieses neue Betonierverfahren durchaus bewährt hat.

Häufig werden derartig große Bauten überinstalliert, es werden Kabelkrane, Seilbahnen, verzwickte Gießvorrichtungen, hohe Gerüste u. a. m. angeschafft, obschon häufig der Gegenposten für die erforderliche Abschreibung fehlt. Oft hebt sich eine Ersparnis an Arbeitskräften durch zu hohe Installationsanteile wieder auf, was meistens erst zu spät bemerkt wird. Dieser Nachteil ist bei der Mannheimer Anlage bestimmt vermieden worden.

Am dritten Vortragstage sprachen zuerst Zivilingenieur Baurat C. Brausewetter, Wien, über

„Die Steinmetzzeichen und das Hüttengeheimnis,“ [1])

Prof. G. Rüth, Biebrich a. Rh., in Fortsetzung seines vorjährigen Vortrages [2]) über

„Die Sicherungsarbeiten zur Erhaltung der Westgruppe des Mainzer Doms,“ [1])

Oberingenieur Scherzinger der A.-G. Josef Hoffmann & Söhne, Ludwigshafen, über die

„Neuartige Ausführung einer weitgespannten Schalenkuppel in Torkret-Eisenbeton“ [1])

sowie Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Petry über die

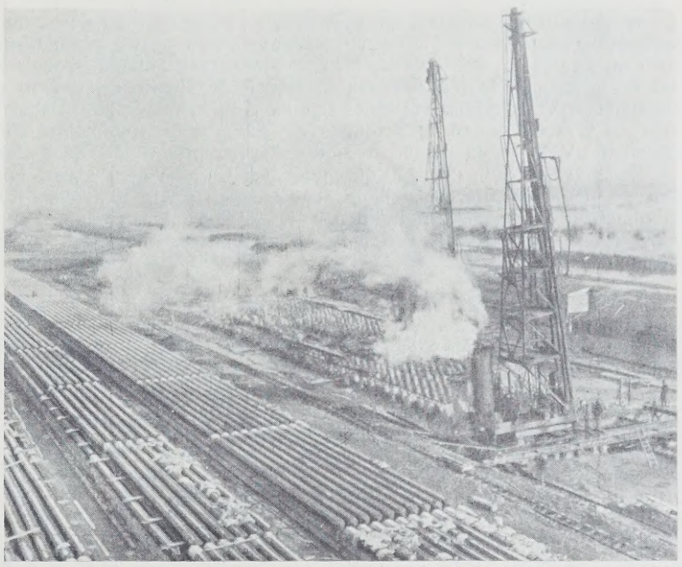


Abb. 8. Vortrag Piel: Kaimauer Vlissingen. Blick auf das Pfahllager und die Rammarbeiten.

„Baukontrollversuche d. Deutschen Beton-Vereins,“ [1])

die von dem auf der letzten Hauptversammlung eingesetzten Ausschuß vorgenommen und inzwischen auch zu einem gewissen Abschluß gebracht sind.[3])

Alsdann hielt Direktor E. A. Piel der Firma Heinrich Butzer seinen ursprünglich für den vorherigen Tag angesetzten Vortrag über

Abb. 9. Vortrag Piel: Kaimauer Vlissingen. Verladen einer Pfahlramme.

[1]) Vergl. „Beton u. Eisen“ 1927, Heft 8.

[2]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 13 sowie „Beton u. Eisen“ 1926, Heft 6 u. 7.

[3]) Vergl. „Beton u. Eisen“ 1926, Heft 5 bis 7, 11, 12 u. 17.

„Die Entwicklung der Hafenkaibauten in Holland unter besonderer Berücksichtigung neuer Ausführungen."

In der lehrreichen Geschichte Hollands auf dem Gebiete des Kaimauerbaues lassen sich drei Entwicklungsstufen erkennen, und zwar die erste Stufe vom sechzehnten bis zum Anfang des vorigen Jahrhunderts: Die Kaimauern dieser Zeit entsprechen den bescheidenen Verhältnissen des damaligen Seeverkehrs, Hafentiefen vor diesen Mauern kannte man nicht.

Die zweite Stufe vom Anfang bis zum Ende des vorigen Jahrhunderts ist der Zeitraum der eigentlichen Entwicklung, von ebenso vielen Mißerfolgen wie Erfolgen begleitet. Man gelangte bis zu Hafentiefen von 8,50 m unter NW unmittelbar vor der Mauer.

Die dritte Stufe setzt zu Anfang dieses Jahrhunderts mit der Einführung der Eisenbetonbauweise ein und zeigt die bis in unsere Tage reichende größte Ausführung bis 15,50 m Wassertiefe unter Normalwasser.

In der Hauptsache behandelte der Vortragende alsdann die Kaimauern Rotterdams, wo Ebbe und Flut zu berücksichtigen waren und demzufolge besonders bemerkenswerte Mauertypen entwickelt wurden.

Die ungewöhnlich schlechten Bodenverhältnisse in den holländischen Hafenbezirken verursachten einen jahrzehntelangen harten Kampf, um Brauchbares zu schaffen und zu erhalten. Dem zähen Schaffenswillen der holländischen Ingenieure ist es zu danken, daß sie mit dem Kaimauerbau auf der Höhe der Zeit blieben und mit der immer rascheren Entwicklung der Schiffahrt gleichen Schritt hielten.

Der Anteil, der dem Eisenbeton hierbei zugewiesen werden muß, ist bedeutend. Die in Holland zuerst entwickelten Eisenbeton-Senkkasten-Mauern haben in der ganzen Welt Nachahmung gefunden. Die Ausführungen der letzten zehn Jahre in Ymuiden, Delfzyl, Rotterdam, Schiedam, Vlaardingen und Vlissingen, alles Eisenbeton-Pfahlmauern, geben einen Begriff von der Bedeutung des Eisenbetons im Wasserbau. Abb. 8 u. 9 stellen das Verladen der Rammen, das ausgedehnte Lager der fertigen Eisenbetonpfähle und ihr Versetzen dar.

Privatdozent Dr.-Ing. Garbotz gab einen Überblick über „Neuere Geräte und Maschinen im Beton- und Tiefbau".

Wirtschaftlicher arbeiten, als es vor dem Kriege üblich war, ist heute der leitende Grundgedanke bei den Sparmaßnahmen der deutschen Industrie: Auch im Bauwesen machen sich diese Bestrebungen geltend, wobei einmal die zunehmende Mechanisierung des Großbaubetriebes, sodann die zunehmende Verwendung von Spezialgeräten zu nennen sind. Dabei ist nicht zu verkennen, daß im Betonbau die Fortschritte nach beiden Richtungen hin verhältnismäßig mehr in die Augen springen als im Tiefbau.

Bemerkenswert in den Ausführungen des Vortragenden waren unter anderem besonders die Feststellung der besonderen Wirtschaftlichkeit des Rohölmotors, dann seine Mitteilungen über die umfangreichen Bauten seines Hauses, der Siemens-Bauunion, beim Ausbau der Wasserkräfte des Shannon in Irland. (Schluß folgt.)

Der „Konuspfahl". In der „Bautechnik" 1926, Heft 33, S. 483, ist über den in Belgien schon vor dem Kriege angewendeten Frankipfahl berichtet worden, der als Stampfbetonpfahl, nach Bedarf auch mit Eiseneinlagen, mittels zweier fernrohrartig ineinandergeschobener Stahlrohre von 0,45 bis 0,60 m Durchm. hergestellt wird. Er hat in Belgien und Frankreich weite Verbreitung gefunden und wird in Deutschland von der Firma Philipp Holzmann A.-G. ausgeführt. Der Frankipfahl und der Arbeitsvorgang bei seiner Herstellung ähnelt sehr stark einem in Österreich kurz vor dem Kriege aufgetauchten und seither dort vielfach verwendeten Pfahl, dem „Konuspfahl", der in Deutschland durch die Firma Otto A. Gielow G. m. b. H., München, vertreten wird. Der statische Grundgedanke und die beabsichtigte Wirkung sind bei beiden Bauweisen verschieden; während beim Frankipfahl in Anlehnung an den einfachen Rammpfahl die Erreichung festen Baugrundes und die Erhöhung der Pfahlreibung angestrebt wird, ist beim Konuspfahl der Gedanke der „schwebenden Gründung" leitend.

Das Hauptmerkmal ist die verjüngte Form des Pfahles; um diese zu erreichen, werden zwei oder mehrere ineinander steckende, verschieden lange und in ihrem unteren Teile verjüngt zulaufende Vorschlagrohre mit einer an einem Holzpfahl befestigten Vortreibspitze eingerammt, wobei sie sich während des Eindringens in den Boden fernrohrartig vorschieben. Der Rammschlag geschieht mit einem durch eine Eisenstange geführten Rammbären unter Zwischenschaltung eines Rammklotzes zunächst auf den die Vortreibspitze tragenden Holzpfahl und auf das engste Rohr; ist dieses so weit eingedrungen, daß es mit dem nächst weiteren Rohre bündig ist, so wird auch das zweite Rohr mitgenommen usf., bis der ganze Rohrsatz eingerammt ist. Abb. 1 zeigt die Vorschlagrohre mit Vorschlagpfahl vor Beginn des Rammens und Abb. 2 nach dem Vortrieb. Hierauf wird zuerst der Vorschlagpfahl gezogen und die Spitze mit Beton ausgestampft, dann folgt das Ziehen der Rohre unter ständigem Nachfüllen und Einstampfen von Beton. In Abb. 3 ist ein Schnitt des fertigen Pfahles gezeichnet, dessen Oberfläche je nach der Porosität des Bodens mehr oder weniger glatt zu denken ist. Abb. 4 zeigt die Gesamtausrüstung mit den Vorschlagrohren vor dem Aufsetzen auf den Boden.

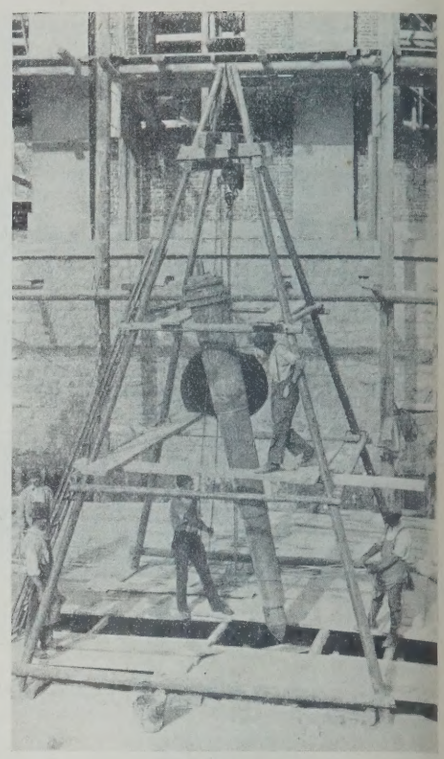


Abb. 4.

Die Dicke des fertigen Betonpfahls ist oben 0,45 m, seine Länge nur bis zu 6 m, da die Erreichung eines Baugrundes von wesentlich anderer Beschaffenheit als die Schichten, in denen die Gründung stattfinden soll, nicht beabsichtigt ist. Es war hier offenbar die Tatsache richtunggebend, daß sehr viele Pfahlgründungen keine anderen Bodenschichten erreichen, sondern lediglich durch ihre Reibung mit dem sie umgebenden Erdreich wirken, was natürlich durch einen kürzeren konischen Pfahl mindestens ebenso erreicht wird. Dazu kommt noch die starke Verdichtung des Bodens, die im ganz schlechten Grunde noch dadurch erhöht wird, daß in das vorgetriebene Loch nicht Beton, sondern Kies oder Schotter gefüllt und das Rohr in diesen Kiespfahl nochmals vorgetrieben wird, was sich zwei- oder dreimal wiederholen läßt. Da bei jeder schwebenden Gründung, sowohl bei langen, wie auch bei kurzen Pfählen, durch die Belastung Setzungen auftreten, ist es außerordentlich wichtig, diese an allen Teilen des Bauwerks gleich groß und innerhalb der zulässigen Grenzen halten zu können. Es wird deshalb jeder Pfahl für die gleiche Einzellast, in der Regel rd. 20 t, ausgeführt und seine Tragfähigkeit fortlaufend nicht nur durch die Eindringungstiefe, sondern auch durch Aufnahme seines Schwingungsdiagramms geprüft. Durch ein solches werden die Schwingungen des Pfahles bezw. des Bodens unter der Einwirkung von Rammschlägen bestimmter Höhe sichtbar gemacht. Sobald die Schwingungen ein gewisses Mindestmaß erreicht haben, wird die Rammarbeit unterbrochen. Über die Auswertung des Diagramms und über die Formel, nach der die Tragfähigkeit berechnet wird, macht die Firma keine Mitteilung; sie soll auf Grund mehrfach angestellter Belastungsproben gefunden sein und die Gewähr einer bestimmten Tragkraft für jeden Pfahl geben.

Die Ausführung geschah bisher mit einem verhältnismäßig leichten Rammgerät. Das Verfahren hat schon in sehr schlechtem Boden Anwendung gefunden und soll sich dort gut bewährt haben. In Deutschland ist es meines Wissens nur wenig bekannt und nur vereinzelt zur Ausführung gekommen, so an einigen Festpunkten der Rohrbahn des Walchenseewerkes, wo eine Verdichtung des Baugrundes angestrebt werden mußte. Die besprochene Pfahlart dürfte unter Verhältnissen, die der ihr zugrunde liegenden Absicht entsprechen, Beachtung verdienen und dann gegenüber einer Gründung mit Reibungspfählen Ersparnisse ermöglichen. Düll.

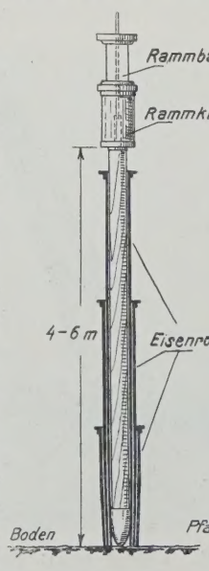


Abb. 1.

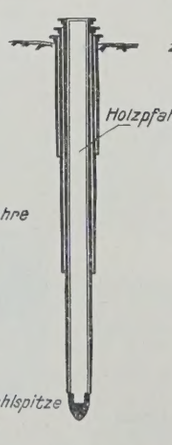


Abb. 2.

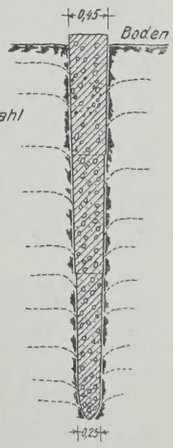


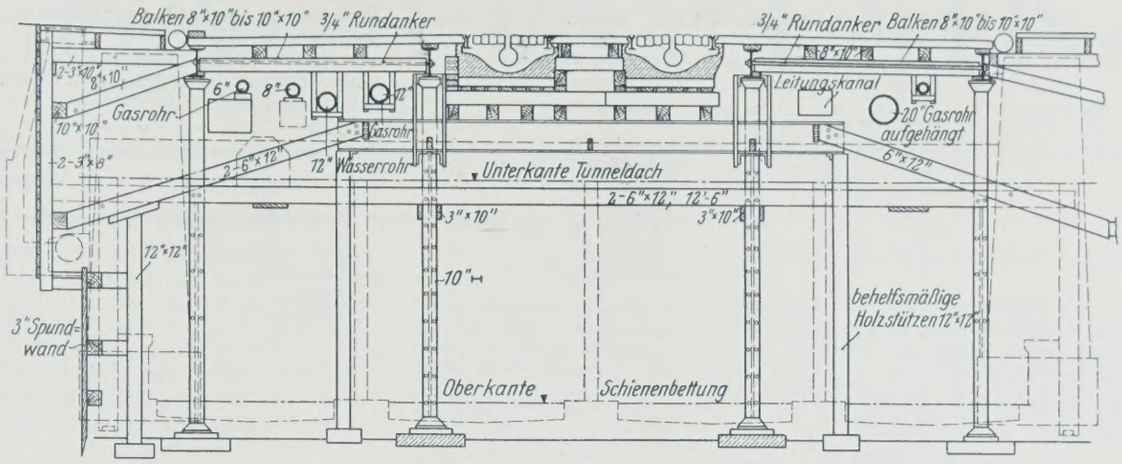
Abb. 3.

Vom Bau der neuen Untergrundbahn in New York finden sich bereits in der „Bautechnik" 1926, Heft 51, eine Reihe von Angaben. Im folgenden sei nach einem neueren Berichte von L. White in Eng. News-Rec. noch der Regelquerschnitt für die Auszimmerung der Baugrube und die Absteifung der behelfsmäßigen Straßendecke wiedergegeben:

Wie aus der Abbildung ersichtlich, wird die Straßendecke von vier 50 cm (20") hohen I-Trägern getragen, die in Längen von rd. 15 m in Richtung der Straßenachse verlegt und zu je zwei in Abständen von 76 cm verstrebt sind. Es geschieht dies abwechselnd durch 20 × 25 bis 25 × 25 cm starke Holzbalken, die — sorgfältig unterklotzt — auf dem unteren Flansch der I-Träger aufliegen, sowie durch eiserne Rundanker ∅ 19 mm, die an die Stege geschraubt sind. Die Träger sind möglichst nahe unter Straßen-O.-K. verlegt, um die im Straßenkörper befindlichen Leitungs- usw. Anlagen nicht zu stören, und sind, um seitliche Verschiebungen zu verhindern, an den Stößen leicht verlascht. Das Problem der Abfangung der beiden Straßenbahngleise in Straßenmitte bei gleichzeitiger Erzielung eines genügenden Arbeitsraumes für den Löffelbagger-

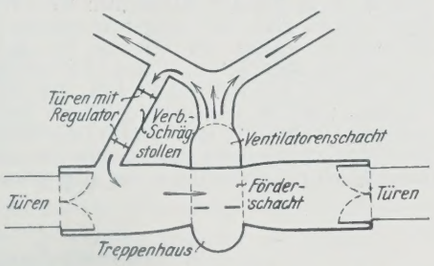
betrieb wurde in der Art gelöst, daß man vor dem endgültigen Aushub im vorläufigen Ausbau und in Abständen von 3,05 m 30,6 m lange I-Träger von 61 cm (24") Höhe auf 30 × 30 cm starken Holzpfosten verlegte und mit diesen fest genug verband, um das Ganze durch gelegentliche Stöße des Baggers nicht verschieben zu lassen.

Die weiteren Einzelheiten der Absteifung sind aus der Abbildung zu entnehmen. Ki.



Frischluft- und Rettungskammern unter Tage. Obwohl in den Bergwerksbetrieben die Sicherheitsmaßnahmen nach Möglichkeit vervollkommnet und fortlaufend verbessert werden, kommt es doch noch immer vor, daß bei Schlagwettern und Grubenbränden Bergleute lange Stollen und Querschläge glücklich bis zum Fuße des Förderschachtes zurücklegen konnten, um hier — wenn der Förderbetrieb zeitweise unterbrochen war — eine Beute der Giftgase zu werden.

In einem hierauf bezüglichen Bericht in Coal Age vom 30. 12. 1926 wird als zweckmäßige und verhältnismäßig einfache Vorbeugungsmaßnahme empfohlen, einen Teil der erweiterten Schachtmündung als Frischluft- und Zufluchtkammer auszubauen und damit in Fällen der Not sowohl Rettung wie Hilfeleistung erheblich zu erleichtern. Die Abbildung zeigt eine derartige Anlage der Bell & Zoller Kohlengrubengesellschaft auf Grube Zeigler II in Zeigler, Jll.:



Die Schachtmündung enthält drei Abteilungen, von denen die eine den Personen- und Geräteförderkorb, eine zweite am nördlichen Ende des Schachtquerschnitts eine Treppe und die dritte, dem Treppenflur gegenüber gelegene den Ventilator aufnimmt. In der genannten Grube teilt sich die Belüftungsleitung in der Nähe des Ventilatorschachtes in zwei Arme, deren einer durch einen Schrägstollen mit dem Hauptförderstollen verbunden ist; hierbei sei erwähnt, daß im Grubenbezirk Jllinois für die Rückleitung der zugeführten Frischluft die Förderstollen benutzt zu werden pflegen. Etwa 9 m rechts und links des Personen- und Geräteförderschachtes sind die Wände etwa 30 cm gegen die des übrigen Stollens zurückgesetzt und sorgfältig in der genannten Stärke mit Beton verkleidet. An beiden Stirnseiten dieser Verkleidung werden feste hölzerne, eisenbeschlagene Klapptüren eingehängt. In geschlossener Stellung schließen diese Klapptüren den ganzen Raum von der übrigen Grube völlig ab und bilden einen Zufluchtsraum für die Überlebenden einer Katastrophe sowie eine erste Arbeitsbasis für die Rettungsmannschaft. In dem Verbindungs-Schrägstollen sind ebenfalls zwei Türen eingebaut, die beide mit Regelschieber versehen sind und in geschlossener Stellung eine völlig dichte Luftkammer bilden; mit Hilfe der Regelschieber kann jedoch durch diese Kammer hindurch auch der Zufluchtsraum an der Schachtmündung fortlaufend mit frischer Luft versorgt werden. Ki.

Beschleunigte Brückenauswechslung. In der Nähe von Granite, Idaho, U. S. A., ist für die Northern-Pacific-Eisenbahngesellschaft eine Brückenverstärkung mit den einfachsten Mitteln in sehr kurzer Zeit ausgeführt worden. Wie Eng. News-Rec. berichtet, mußte der 356 m lange eingleisige Viadukt (größte Höhe rd. 35 m) infolge Erhöhung der Lokomotivachslasten (von 15 t im Baujahr 1893 auf 27 t) teilweise erneuert werden. Während die schmiedeisernen Turmfachwerkpfeiler durch Aufnieten von U-Eisen verstärkt werden konnten, mußten die Überbauten (11 mit 18,6 m und 12 mit 9,4 m Spannweite) völlig ausgewechselt werden. Die neuen Überbauten hatten zwei vollwandige Hauptträger; an Stelle des bisherigen Schwellenoberbaues auf Längsträgern wurde, was besonders beachtenswert ist, eine Betonfahrbahntafel mit Schotterbettung vorgesehen, und zwar wurde zwecks möglichst schneller Montage die Betonfahrbahntafel in einzelne, werkstattmäßig vorher hergestellte 4,27 × 1,50 m große Tafeln aufgelöst (Abb. 1). Die Aufstellung geschah in einfacher Weise mit Hilfe zweier fahrbarer Auslegerkrane, die einen alten Brückenüberbau einschließlich sämtlicher Verbände und Gleise abhoben und nach Verschieben in der Brückenachse um etwa die halbe Spannweite auf einen kleinen Wagen setzten, so daß er abgefahren werden konnte (Abb. 2). Der umgekehrte Vorgang spielte sich dann für den neuen Überbau ab, der jedoch ohne Fahrbahntafel, Bettung und Gleis zunächst eingebaut wurde. Die vollständige Auswechslung einschließlich

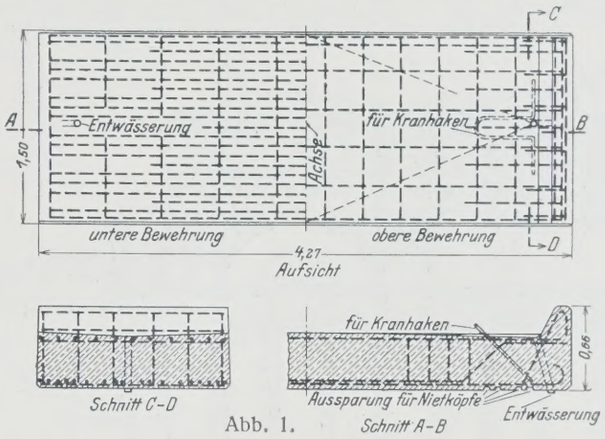


Abb. 1.

Aufbringen der Betonfahrbahnplatten und Herstellung des Gleisanschlusses erforderte für eine 9,4 m weite Öffnung nur eine Zugpause von rd. $2^1/_2$, für eine 18,6 m weite Öffnung eine Zugpause von rd. 4 Stunden. Dr. R. B.

Feuchtigkeitsgehalt und Festigkeit von Eschenholz und Sperrholz. Im „Maschinenbau" 1926, Heft 21, berichtet Oberingenieur W. Hofmann, Kronstadt, über die Ergebnisse seiner Versuche mit verschiedenen Hölzern, insbesondere mit Eschenholz und Sperrholz.

Der Feuchtigkeitsgehalt von Eschenholz wurde in Würfeln von etwa 50 cm Kantenlänge festgestellt. Die Würfel wurden im elektrischen Ofen mehrfach (5- bis 7mal) getrocknet, wobei sie 30 Minuten lang von heißer Luft allseitig bestrichen wurden. Das spezifische Gewicht betrug im ungetrockneten Zustande 0,58 bis 0,611, der Feuchtigkeitsgehalt wurde zu 4,4 bis 8,5 % ermittelt. Die Biegungsfestigkeit von 2 × 2 cm starken Stäben betrug $\sigma_{B'} = 1040$ bis 1290 kg/cm², das Elastizitätsmaß $E = 135\,500$ bis 145 000 kg/cm².

Der Feuchtigkeitsgehalt von Sperrholz aus Birke wurde an 1, 1,4, 2,2, 2,5, 3, 3,5, 4 u. 5 mm dicken, 20 mm breiten Hölzern festgestellt. Das spezifische Gewicht betrug 0,66 bis 0,75, die Anzahl der Trocknungen 4 bis 8, der Feuchtigkeitsgehalt 5,2 bis 7,8, i. M. 6,8 %.

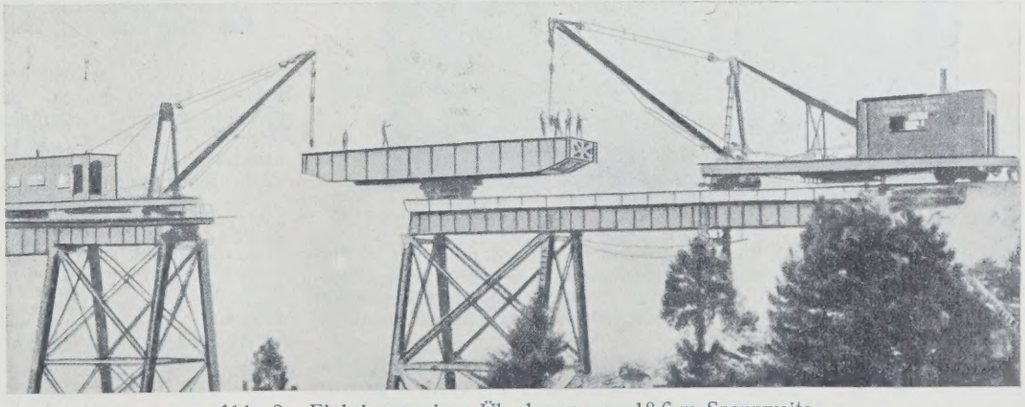


Abb. 2. Einbringen eines Überbaues von 18,6 m Spannweite.

Die Bindefestigkeit der einzelnen 20 mm breiten Sperrholzlagen betrug bei 4 cm² Leimfläche:

Dicke mm	Bruchlast kg	Bruchlast kg/mm²	Bruch fand statt in
1	60	15	Schnittstelle
1,5	70	17,2	Leimfläche
2	68	17	Schnittstelle
2,5	72	18	Schnittstelle
3	60	15	Schnittstelle
3,5	85	21,2	Leimfläche
4	80	20,0	Schnittstelle

Versuche mit Sperrholz auf Wasserbeständigkeit zeigten, daß gutes Sperrholz 8 Stunden in kochendem Wasser liegen kann, ohne daß die Leimstellen aufweichen; allerdings zeigt das Sperrholz selbst an seiner Oberfläche Erhöhungen, wie sie bei jedem Holz auftreten, wenn es befeuchtet wird. In feuchtem Zustande ließ sich das Sperrholz bis zu den kleinsten Halbmessern biegen; wurde es in dieser Form gehalten, so behielt es sie nach dem Trocknen mit geringer Abweichung bei.

In trockenem Zustande ließ sich Sperrholz in allen Fällen auf einen Durchmesser gleich der 100-fachen Dicke biegen, ohne daß sich Sprünge zeigten; solche machten sich erst bemerkbar bei einem Durchmesser gleich der 32- bis 38-fachen Dicke.

Bemerkenswerte Eisenhochbauten in Silizium-Stahl sind die für das Richmond-Werk der Philadelphia Electric Co. hergestellten eisernen Tragwerke, über die F. N. Kneas in Eng. News-Rec. vom 16. September 1926 berichtet und von denen in Abb. 1 u. 2 das etwa 37 m

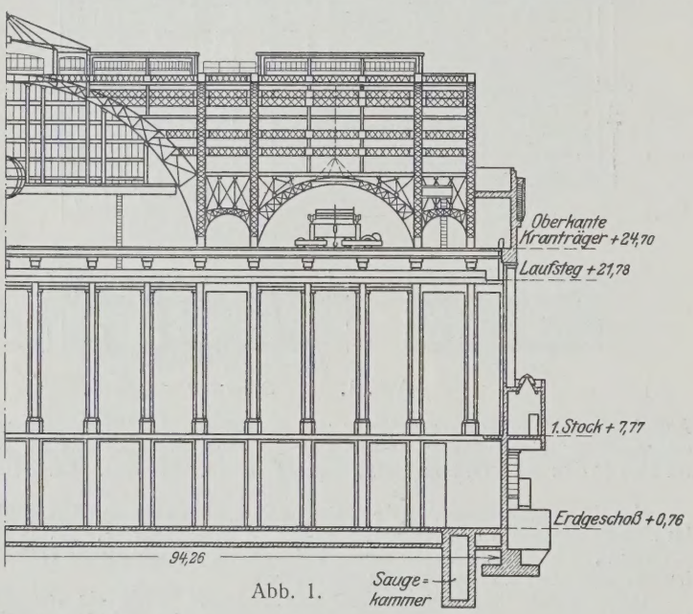


Abb. 1.

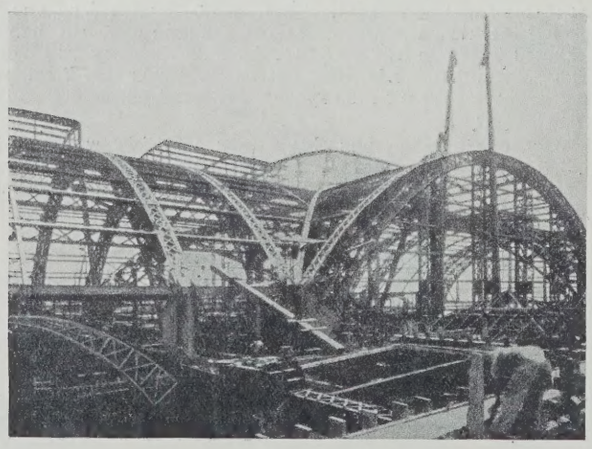


Abb. 2.

weit gespannte Bogendach über der Turbinenhalle wiedergegeben ist. Im ganzen sind für das Schalthaus, das Kesselhaus und die genannte Turbinenhalle rd. 11 000 t Baustahl erforderlich gewesen; davon waren 8000 t Silizium-Stahl, der für sämtliche Haupttragteile, Kranbahnträger und dergl. ausschließlich zur Verwendung kam.

Die höhere Festigkeit und Fließgrenze des Silizium-Stahles ermöglichte nicht nur die vom ästhetischen und Betriebs-Standpunkte erwünschten großen Spannweiten und Querschnittsbeschränkungen, die bei gewöhnlichem Baustahl nicht möglich gewesen wären, sondern auch eine Kostenersparnis von etwa 150 000 $.

Aus den Ergebnissen der umfassenden und sorgfältigen Materialversuche bringt die nachstehende Tafel die Hauptangaben für die Zusammensetzung und die Festigkeitszahlen des verwendeten Stahls.

Zusammensetzung.

Bestandteile	Vorgeschrieben %	Aus 65 Proben ermittelter Durchschnitt %
Kohlenstoff	max 0,40	0,353
Silizium	min 0,15	0,275
Mangan	max 1,00	0,761
Schwefel	max 0,05	0,038
Phosphor	max 0,04	0,18
Zugfestigkeit σ_B = 5625 bis 6680 kg/cm²		6037 kg/cm²
Fließgrenze σ_S = 2930 bis 3734 kg/cm²		
Längenänderung δ = 17,5 %		21,38 %

Ki.

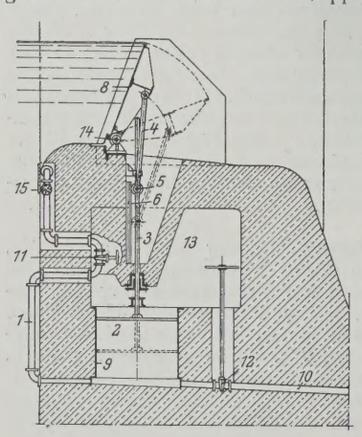
Zuschriften an die Schriftleitung.

Selbsttätige Heber an italienischen Wasserkraftanlagen. Das Stettiner Ingenieurbureau J. Heyn hat in einer Zuschrift an die Schriftleitung der „Bautechnik" darauf aufmerksam gemacht, daß die selbsttätigen Heberanlagen, die in Heft 44 des Jahrgangs 1926 auf S. 648 besprochen worden sind, nach eigenen Entwürfen und italienischen Patenten der Firma ausgeführt worden seien, was aus den zur Veröffentlichung benutzten Unterlagen leider nicht zu ersehen gewesen war. Es ist erfreulich zu erfahren und von allgemeinem Interesse, daß deutsche Ingenieure maßgebend beim Bau der italienischen Wasserkraftanlagen beteiligt gewesen sind, die zu einer Zeit ausgeführt worden sind, als in Deutschland die Bautätigkeit infolge der Ungunst der politischen und wirtschaftlichen Verhältnisse stark gehemmt war. Für künftige Wasserbauten in Deutschland kann es nur von Nutzen sein, daß auf diese Weise die Kontinuität der Bau- und Betriebserfahrungen auf dem in starker Entwicklung begriffenen Gebiete der selbsttätigen Entlastungsanlagen auch in Deutschland trotz verminderter Bautätigkeit gewahrt werden konnte. Diese Tatsache sei nachträglich mit Genugtuung zur allgemeinen Kenntnis gebracht. Gr.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Selbsttätige, durch den Wasserdruck gesteuerte Stauklappe für Überläufe. (Kl. 84a, Nr. 438 667 vom 23. 2. 1924 von Maschinenbau A.-G. vormals Starke & Hoffmann in Hirschberg in Schlesien.) — Zum Heben und Senken der Wehrklappe wird als bewegende Kraft lediglich die dem Aufstau entsprechende Wassersäule verwendet, ferner greift die Kolbenkraft an der Klappe in solchem Abstande vom Klappendrehpunkt und in solcher Richtung an, daß bei sinkender Klappe das durch den vollen Wasserdruck ausgeübte aufrichtende Moment wächst, und zwar derart, daß jedem Sinken der Klappe ein Steigen des Aufstaues entspricht. Durch einen Saugkorb 15 und eine Rohrleitung 1 wirkt der Flüssigkeitsdruck des Oberwassers auf den Kolben 2; die Kraft wird weitergeleitet durch die Kolbenstange 3 und die Triebstange 4, die an der Wehrklappe angreift. Die Seitenkraft der Stange 4 wird durch eine Rolle 5 auf die Schiene 6 übertragen. Die Druckseite des Zylinders 9 ist sowohl mit dem Oberwasser wie mit dem Unterwasser durch die Rohrleitungen 1 und 10 verbunden; bei selbsttätigem Betrieb ist der Schieber 11 geöffnet, Schieber 12 geschlossen. Soll die Klappe bei einer Wasserhöhe unterhalb des Stauziels niedergelegt werden, so wird Schieber 11 geschlossen, Schieber 12 geöffnet. Das Druckwasser entweicht dann mit geringer Geschwindigkeit aus dem Zylinder, die Klappe legt sich allmählich nieder und bleibt auf Unterstützungen im Mauerwerk ruhen.



INHALT: Der Umbau der Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Güls. — Die Neugestaltung der Trinkwasserversorgung der Städte Athen und Piräus. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. — Werkstofftagung Oktober 1927, Berlin. — 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. (Fortsetzung.) — „Konuspfahl". — Vom Bau der neuen Untergrundbahn in New York. — Frischluft- und Rettungskammern unter Tage. — Beschleunigte Brückenauswechslung. — Feuchtigkeitsgehalt und Festigkeit von Eschenholz und Sperrholz. — Bemerkenswerte Eisenhochbauten in Silizium-Stahl. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang | BERLIN, 15. April 1927 | Heft 17

Alle Rechte vorbehalten.

Silizium-Baustahl aus dem Siemens-Martin-Ofen.

Unter obiger Überschrift[1]) ist kürzlich vom Walzwerkchef J. Meiser der Abteilung Dortmunder Union der Vereinigten Stahlwerke A.-G. über die Ergebnisse berichtet worden, die in jüngster Zeit bei der Herstellung größerer Mengen von Silizium-Baustahl im Siemens-Martin-Ofen im Betriebe der Dortmunder Union selbst und bei einem rheinischen Stahlwerke erzielt wurden. Bei der Dortmunder Union handelt es sich um den für den Neubau der Weserbrücke bei Dreye erforderlichen Baustahl von insgesamt rd. 900 t, wovon schon rd. 600 t in acht Schmelzungen hergestellt und geprüft sind, im zweiten Falle handelt es sich um Baustahl für den Eisenbahnwagenbau der Reichsbahn. Die Ergebnisse sind bei beiden Werken so günstig, daß sie volle Beachtung verdienen, namentlich im Vergleich mit dem anderwärts und nach einem anderen Verfahren hergestellten Silizium-Baustahl.

Die 600 t der Dortmunder Union wurden in einem kippbaren Siemens-Martin-Ofen von etwa 80 t Fassung erschmolzen. Aus den Blöcken und Brammen wurden ausgewalzt: Winkeleisen 75 · 75 und 130 · 130, ⊏ 12 und ⊏ 14, Breiteisen bis zu 980 mm Breite und bis zu 12 mm Dicke. Der Siliziumgehalt betrug rd. 1 %, die Grenzwerte und das Gesamtmittel sind folgende:

		Mittelwert
C-Gehalt . . .	0,13 bis 0,19 %	0,155 %
Si- „ . . .	0,80 „ 1,37 „	1,070 „
Mn- „ . . .	0,84 „ 1,14 „	0,980 „
P- „ . . .	0,018 „ 0,044 „	0,029 „
S- „ . . .	0,033 „ 0,048 „	0,037 „

Bei den Festigkeitsprüfungen wurde die Streckgrenze durch Beobachtungen des Abfalles des Wagebalkens der Prüfmaschine ermittelt, als Probestäbe dienten bei der Abnahme Proportionalstäbe mit einer Meßlänge von $l = 11{,}3\sqrt{F}$. Die Grenzwerte und das Gesamtmittel der Probeentnahmen aus den angeführten Profilen betrugen:

		Mittelwert
Streckgrenze . .	37,0 bis 43,0 kg/mm²	39,6 kg/mm²
Zugfestigkeit . .	51,0 „ 58,0 „	54,5 „
$\frac{\text{Streckgrenze}}{\text{Zugfestigkeit}}$ . .	67,8 „ 77,8 %	72,6 %
Dehnung . . .	23,0 „ 27,0 „	24,9 „

Die Vorschriften der Deutschen Reichsbahn lauten für Silizium-Baustahl bekanntlich:

Mindeststreckgrenze . . . 36 kg/mm²
Zugfestigkeit mindestens . 48 „ und höchstens 62 kg/mm²
Mindestdehnung längs . . 20 %, quer 18 %.

Ein Baustahl mit diesen Festigkeitswerten darf um 50 % höher beansprucht werden als Baustahl St 37.

Der auf der Dortmunder Union erschmolzene und zu Baueisen ausgewalzte Siliziumstahl hat also die geforderten Vorschriften vollständig erfüllt. Ebenso befriedigend sind die Ergebnisse von sechs Schmelzungen eines rheinischen Werkes, die in üblichen Siemens-Martin-Öfen von 17 t Fassung hergestellt worden sind. Die Grenzwerte und das Gesamtmittel der chemischen Zusammensetzung dieser Schmelzungen zeigen folgendes Bild:

		Mittelwert
C.-Gehalt . . .	0,15 bis 0,19 %	0,175 %
Si- „ . . .	0,85 „ 1,10 „	0,913 „
Mn- „ . . .	0,90 „ 1,10 „	0,973 „
P- „ . . .	0,030 „ 0,035 „	0,032 „
S- „ . . .	0,030 „ 0,040 „	0,035 „

Die Grenzwerte und das Gesamtmittel der Festigkeitsprüfungen betrugen bei der Abnahme:

		Mittelwert
Streckgrenze . .	37,1 bis 43,2 kg/mm²	39,7 kg/mm²
Zugfestigkeit . .	51,3 „ 56,4 „	54,7 „
$\frac{\text{Streckgrenze}}{\text{Zugfestigkeit}}$ . .	68,8 „ 76,6 %	72,7 %
Dehnung . . .	22 „ 27 „	24,2 „
Einschnürung . .	39 „ 63 „	54,2 „

Auch hier wurden also die vorgeschriebenen Werte durchweg eingehalten. Die Walzstäbe, denen die Proben entnommen waren, waren ⊏ 10 und ⊏ 20 und Z 6, und zwar wurden bei den ⊏-Eisen jeweils der Steg und der Flansch geprobt.

Mit diesen Ergebnissen mögen nun die verglichen werden, die in der Materialprüfungsanstalt der Eidgen. Technischen Hochschule Zürich mit Proben aus F-Stahl erzielt worden sind und über die vor einigen Monaten in der „Bautechnik“ kurz berichtet worden ist.[2]) Auch da handelte es sich um einen ausgesprochenen Silizium-Baustahl mit rd. 1 % Siliziumgehalt. Zur Prüfung standen Rundeisenstäbe von 32 und 45 mm Durchm. zur Verfügung, die nach dem Diskussionsbericht Nr. 9 der genannten Hochschule — verfaßt von Prof. Dr. ing. h. c. M. Roš, dem Direktor der Eidgen. Materialprüfungsanstalt — folgende Grenz- und Mittelwerte ihrer physikalischen Eigenschaften zeigten:

		Mittelwert
obere Streckgrenze σ_f^o .	34,1 bis 46,5 kg/mm²	38,1 kg/mm²
untere Streckgrenze σ_f^u .	33,5 „ 41,0 „	36,6 „
Zugfestigkeit	47,3 „ 52,8 „	49,4 „
$\frac{\text{obere Streckgrenze}}{\text{Zugfestigkeit}}$ . .	72 „ 95 (!) %	77 %
$\frac{\text{untere Streckgrenze}}{\text{Zugfestigkeit}}$ . .	71 „ 79 „	74 „
Dehnung	23,6 „ 30,0 „	25,9 „
Einschnürung	60,2 „ 69,0 „	65,1 „

Die Zusammenstellung zeigt, daß die vorgeschriebenen Werte der Reichsbahn von diesen Stäben aus F-Stahl nur teilweise erreicht wurden und namentlich im entscheidenden Werte, der Streckgrenze, zu einem großen Teil versagten (5 von 11 Proben). Diese hätten also im Gebrauchsfalle zurückgewiesen werden müssen. Auffallend ist der von Roš festgestellte und zum Teil sehr große Unterschied in der oberen und unteren Streckgrenze einiger Probestäbe. Während die Mehrzahl eine Dehnungskurve besitzt, wie man sie allgemein kennt (Abb. 1), springt bei einigen Proben die Dehnungslinie anfänglich zu einem Werte der oberen Streckgrenze nahe an die Bruchfestigkeit hinauf (Abb. 2).[3]) Eine Erklärung für

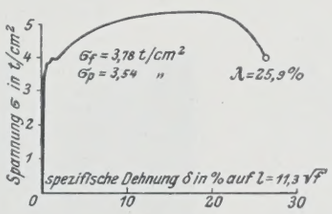


Abb. 1.

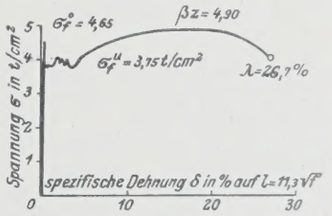


Abb. 2.

dieses eigenartige Verhalten besteht bislang nicht. Roš glaubt, daß beim Übergang in den plastischen Bereich unter Umständen eine plötzliche Störung des inneren molekularen Gleichgewichtes eintreten kann. Für die Güte des Baustoffes und für die Wahl seiner zulässigen Beanspruchung darf aber die obere Fließgrenze niemals entscheidend sein, sondern immer nur die untere Fließgrenze. Nur diese ist bei der Abnahme festzustellen und hat den Vorschriften zu genügen. Hätte man von vornherein beim F-Stahl die beiden Werte der Streckgrenze sorgfältiger beobachtet und verfolgt, so wäre die anfängliche Überschätzung des neuen Stahles unterblieben, ohne daß dadurch sein wirklicher Wert als glänzender neuer Baustoff geschädigt worden wäre. Die Erscheinung zeigt, wie vorsichtig man bei der Beurteilung neuer Baustoffe sein soll.

Ebenso verhält es sich mit der Angabe von Preisen neuer Baustoffe. Es ist noch in aller Erinnerung, wie bei Einführung des Baustahles St 48 vom einem Mehrpreis kaum die Rede war. Daß eine sorgfältigere Auswahl des Einsatzes im Ofen, eine gewissenhafte Überwachung der Güsse im Stahlwerk und eine ebenso gewissenhafte Verfolgung der Blöcke bis zum ausgewalzten Stab im Walzwerk und bis zur Abnahme Arbeit, Platz und Zeit, also Geld kosten, wurde übersehen. Übersehen wurde ferner die Arbeit des unbedingt notwendigen, sorgfältigen und getrennten Lagerns und Registrierens der Baustahlstäbe von ungewöhnlicher Güte, ihre doch

[1]) „Stahl und Eisen“ 1927, Nr. 11, S. 446 bis 448.

[2]) Siehe Kleinlogel, „Die Bautechnik“ 1927, Heft 1, S. 17/18.

[3]) Auch in Berlin-Dahlem ist bei den ersten Versuchen mit F-Stahl diese Erscheinung festgestellt worden.

etwas schwierigere Bearbeitung in den Brückenbauwerkstätten und die Handhabung wesentlich kleinerer Gewichte im Werk und auf der Baustelle bei nahezu gleichen Lohnsummen und bei gleichen Gerüstkosten wie bei denen eines Bauwerkes aus St 37. Gerade in dieser Hinsicht sind die von Meiser mitgeteilten Ergebnisse der Erzeugung von Silizium-Baustahl im gewöhnlichen Siemens-Martin-Ofen sehr wertvoll. Sie zeigen, daß es besonderer Schmelzverfahren und besonderer Ofenbauweisen nicht bedarf, um einen in jeder Hinsicht guten und allen Bedingungen entsprechenden Baustahl zu erzielen. Ich behalte mir vor demnächst über weitere Ergebnisse von im Siemens-Martin-Ofen erzeugtem Silizium-Baustahl zu berichten.

Sterkrade, den 26. März 1927. Dr. Bohny.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Wasserkraftausbau in Baden.

Von Reg.-Baumeister **Karl Köbler**, Waldshut.

(Schluß aus Heft 14.)

4. Die Hochdruckanlagen der Gemeinden Gausbach, Lauf und Sasbachwalden.

Diese drei kleinen Hochdruckwerke (O. Z. 6, 7, 8 der Aufstellung S. 213) können kurz gemeinsam beschrieben werden, da die Bauelemente jeweils dieselben sind: Wehre oder Talsperren, Hangrohrleitung, Druckrohrleitung und Krafthaus. Krafthaus und die Maschinen zeigen keine Besonderheiten. Auf das Krafthaus der Gemeinde Sasbachwalden sei immerhin besonders aufmerksam gemacht), da es eine vorbildliche architektonische Lösung für den Schwarzwald darstellt. Vom gleichen Gesichtspunkte aus sei auch die Staumauer des gleichen Werkes besonders genannt. Druckrohrprobleme im Zusammenhang mit der Turbinenregelung scheiden bei diesen Werken, wie bei den Hochdruckwerken im Schwarzwald im allgemeinen, wegen der Steilheit der Trasse (1 : 2 bis 1 : 3) aus, so daß nur noch die Frage des zweckmäßigsten Baustoffes bleibt. (Die bei derart kleinen Anlagen viel zu selten angewendete, in Steigrohr und Pufferschacht aufgelöste Bauart des Wasserschlosses wurde bei den drei Werken angewendet. Abb. 9 zeigt den oberen Teil des Eisenbetonsteigrohres und den Pufferschacht des Kraftwerkes Lauf.)

Abb. 9. Kraftwerk Lauf. Wasserschloß.

Abb. 10. Kraftwerk Lauf. Fallrohrleitung aus Holz.

Abb. 11. Kraftwerk Sasbachwalden. Hangrohrleitung aus Holz.

Die Bauzeit der drei Werke fällt in die Inflationszeit; damit soll gesagt sein, daß es sich darum handelte, nach Möglichkeit Ersatz für Eisen zu finden. Bei der Anlage von Sasbachwalden und Lauf wurde nun für die gesamte Hangleitung von rd. 1800 + 1200 = 3000 m bei rd. 0,5 m Durchm. und bis 2 at Innendruck, außerdem für die oberste Strecke der Falldruckrohrleitung auf 400 + 300 = 700 m bis 8 at Innendruck zum erstenmal für Deutschland Holzrohre in größerem Umfange verwendet (Abb. 10). Der Versuch stellte damals noch ein gewisses Wagnis dar, da der Holzrohrbau noch nicht alle Kinderkrankheiten überwunden hatte. Die Bauausführung gestaltete sich demgemäß nicht einfach. Der Erfolg war aber eine im großen ganzen durchaus befriedigende Arbeit bei einem gesamten Sickerverlust von etwa 1 bis 1,5 l/Sek. km. Lediglich ein Stück der Fallrohrleitung des Werkes Sasbachwalden (etwa 100 m) hat sich vermutlich wegen schlechter Holzbeschaffenheit und unrichtiger Montage nicht gehalten und soll nunmehr ausgewechselt werden (Abb. 11). Mit den obengenannten Sickerverlusten ist für den Holzrohrbau gleichzeitig eine Grenze gezogen, da bei kleinen Einzugsgebieten, langen Leitungen und hohen Gefällen der durch den Sickerverlust bedingte Energieausfall so beträchtlich werden kann, daß sich ein bedeutendes Aufgeld für die Erstellung einer völlig dichten eisernen Leitung bezahlt macht. Holzrohre sind außerdem durchaus nicht in jedem Fall und jederzeit billiger als andere Bauarten.[10]) So wurden z. B. bei dem mit rd. 500 m Gefälle arbeitenden Zweribachwerk sämtliche Leitungen in Eisen gebaut, um auch die geringsten Wasserverluste zu vermeiden. Zugunsten der Holzrohre ist besonders zu nennen ihre Widerstandsfähigkeit gegen Wasser mit freier Säure und kleinem Sandgehalt, gegen kleine Senkungen der Rohrlager und ihre leichte Transportfähigkeit in dem Gebirge. Beim Kraftwerk der Gemeinde Gausbach wurde bei der Hangleitung ein Versuch mit Eisenbetonrohren, hergestellt im Schleuderverfahren (Vianinirohre), gemacht. Es sind dies Rohre von 0,55 m lichter Weite, etwa 1 m Baulänge, mit Muffen für einen Innendruck von 2 bis 3 at (Abb. 12). Es zeigte sich indessen, daß die in der Fabrik geschleuderten Rohre sehr unbequem zu transportieren und leicht Beschädigungen ausgesetzt waren, ferner daß die Dichtung der zahlreichen Muffen wegen noch unvollkommener Ausbildung recht mühsam war und erst nach mehrmaliger Änderung einigermaßen gelang. Die Dichtigkeit der Rohrwand, die ohne Glattstrich oder Anstrich durch das Schleudern selbst erreicht wird, war im allgemeinen nicht zu beanstanden. — Für die Falldruckrohrleitungen mußten, sobald ein statischer Druck von 8 at überschritten war, Ausführungen in Eisen gewählt werden. Unter den heutigen Verhältnissen dürfte diese Grenze, besonders bei Anwendung autogengeschweißter Rohre, zugunsten des Eisens bei einem geringeren Überdruck liegen.

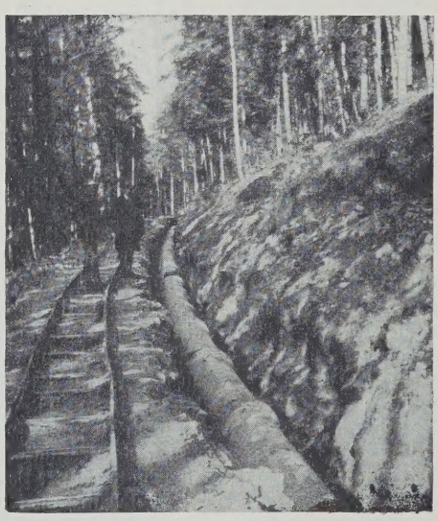


Abb. 12. Kraftwerk Gausbach. Hangrohrleitung aus Vianinirohren.

5. Das Zweribachwerk.

Diese Anlage sei hier nur kurz behandelt unter Verweisung auf andere Veröffentlichungen.[11]) Es bietet, abgesehen von schwierigen

[10]) Vergl. Rabovsky, Holzdaubenrohre. Berlin 1926. VDI-Verlag. — Baumann, Wasserkraftjahrbuch 1924. Erfahrung mit dem Bau von Holzrohrleitungen. — Köbler, Wasserkraft 1924, Nr. 2. Hangrohrleitungen im Schwarzwald.

Transportverhältnissen, nichts bautechnisch Interessantes. Seine Bedeutung liegt in der Ausnutzung des einzigartigen Gefälles von fast 500 m, mit dem der Abfluß aus nur 3,6 km² zu rd. 3,6 Mill. kWh verarbeitet wird. Energiewirtschaftlich bedeutsam ist die Anlage noch dadurch, daß eine neunstufige Hochdruckzentrifugalpumpe von 1000 PS Aufnahmeleistung zur Veredelung von Überschußenergie aufgestellt wurde. Weiterhin ist zur Erfassung von unterhalb der kleinen Tagessperre auftretenden Quellwassers (etwa 20 l/Sek., wovon etwa 3 bis 4 l/Sek. durch tiefliegende Felsspalten unter der Sperre durchdrücken) ein kleines Pumpwerk erstellt, das mit 25 m Förderhöhe das Quellwasser in das Becken fördert und damit in der 500-m-Stufe nutzbar macht[12]). Bei der zuerst 900 m mit schwachem Gefälle bis zum Steilabfall, dann 1350 m mit Neigung 1 : 3 ins Wildgutachtal führenden Fallrohrleitung (d = 600 bis 425 mm, bis 19 mm Wandstärke) konnten interessante Versuche zur Bestätigung der Theorie von Allievi gemacht werden.[13])

6. Das Speicherkraftwerk Überlingen.

Dieses Werk ist durch das Mißgeschick zahlreicher Rohrbrüche bekanntgeworden.

Nach Einleitung des Wassers in den Andelshofer Weiher, der gestaut einen nutzbaren Beckeninhalt von 1,5 Mill. m³ aufweist, wird das Betriebswasser durch eine 2200 m lange Falldruckrohrleitung unmittelbar zum Krafthaus am Bodensee geführt. Das Rohgefälle beträgt 110 m, das Neigungsverhältnis also im Durchschnitt rd. 1 : 20. Pufferschacht, Wasserschloß oder dergl. weist die Leitung nicht auf, dagegen zahlreiche Knickpunkte und eine im unteren Drittel liegende nahezu wagerechte Strecke. Die Leidensgeschichte dieser Druckrohrleitung, die nach Inbetriebnahme in kurzer Zeit siebenmal, und zwar fast immer an der etwa 20 m über dem Krafthause, liegenden längeren Flachstrecke zerrissen ist, kann im einzelnen hier nicht wiedergegeben werden. Die einzige Entlastung gegenüber Druckschwankungen, die beim Öffnen oder Schließen auch beim teilweisen Regeln des Zuflusses entstehen, bestand in einem Synchronauslaß an beiden Turbinen. Als Ersatz für eine vermutlich durch ungeschickte Bedienung zerrissene, wassergasüberlapptgeschweißte 10 mm starke Rohrleitung der Flachstrecke ließ man sich eine einseitig autogengeschweißte 4 bis 5 mm starke Rohrleitung liefern. Zerreißproben ergaben, daß die Ersatzleitung nicht einmal normalen Betriebsverhältnissen standgehalten hätte, geschweige denn Druckanstiegen, die unter Umständen den doppelten statischen Druck erreichen konnten. Die von vornherein ungenügend ausgebildeten Festpunkte, zusammen mit den wiederholten Unterspülungen, ließen die hohe Zahl der Rohrbrüche erreichen. Auf dieser Strecke wurden nun Mannesmannrohre von 8 mm Wandstärke verlegt; der Betrieb wird aus Gründen der Kostenersparnis vorläufig ohne das notwendige Wasserschloß vorsichtig weitergeführt.

III. Die für die Überlandversorgung arbeitenden Niederdruckwerke am Rhein und Neckar.

Eine Beschreibung der großen Niederdruckwerke am Rhein und Neckar in der gleichen Weise, wie die Hochdruckwerke geschildert wurden, würde den Rahmen dieses Aufsatzes überschreiten. Es schien gerechtfertigt, die Hochdruckanlagen etwas ausführlicher zu behandeln, da diese, weniger bekannt, zusammenfassend bis jetzt noch nicht gewürdigt wurden und da der Ausbau von Hochdruckspeicherwerken im badischen Schwarzwald auch in Zukunft aus wasser- und energiewirtschaftlichen Gründen der Förderung wert sein wird. Da anderseits die verschiedenen am Neckar und am Oberrhein erstellten oder im Bau befindlichen Anlagen in Fachzeitschriften schon besprochen sind, soll hier nur der Vollständigkeit halber eine kurze charakteristische, mehr zahlenmäßige Übersicht des bisher Geleisteten und Bevorstehenden gegeben werden.

1. Oberrhein: Konstanz—Basel.[14]) (Abb. 13.)

Abgesehen von vier älteren Anlagen der Stadt Schaffhausen sind zurzeit folgende Werke gebaut und in Betrieb und dienen teilweise der Überlandversorgung Badens:

Werk	Größtes Gefälle m	Kleinstes Gefälle m	Höchstleistung PS	Kleinste Leistung PS	Ausbauwassermenge m³/Sek.	Kleinste Wassermenge m³/Sek.	Jahresarbeit Mill. kWh	Baujahr
Rheinfelden	6,5	2,5	24 000	18 000	520	240	105	1895/98
Augst-Wyhlen	7,8	4,0	50 000	24 000	760	330	240	1907/12
Laufenburg	11,0	8,0	65 000	36 000	600	330	350	1908/14
Eglisau (oberhalb der Aaremündung), im Bau	10,8	8,2	42 000	13 500	395	115	200	1915/20
Schwörstadt	12,1	8,5	106 000 (136 000)	40 000	960 (1200)	330	500	seit Ende 1926

Aus dieser Zahlentafel geht schon fast alles für die Oberrheinwerke Wesentliche hervor. Von den genannten Werken ist nur Eglisau in dem hier behandelten Zeitraum erbaut worden. Entsprechend den Grenzverhältnissen in der ausgenutzten Flußstrecke ist der badische Anteil an Eglisau ungefähr 10 % (bei den übrigen Werken ungefähr die Hälfte). Mit Ausnahme von Augst-Wyhlen, in dem die Kraftzentralen der beiden Uferstaaten getrennt angeordnet sind (Abb. 14), sind bei den übrigen

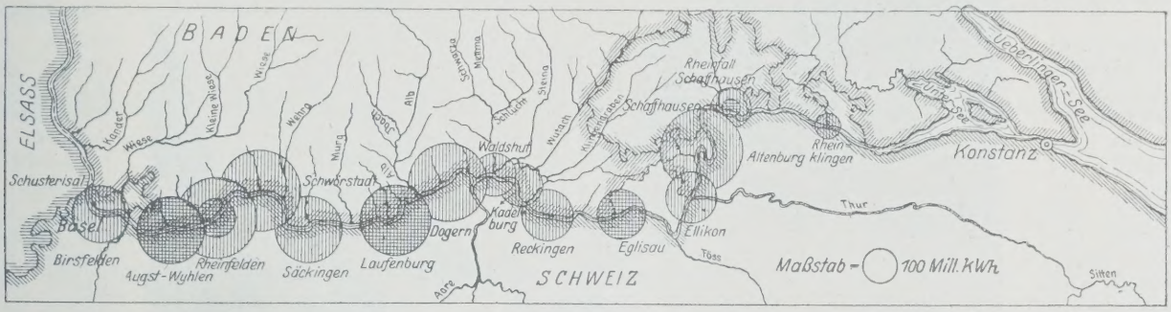


Abb. 13. Die Oberrhein-Wasserkräfte zwischen Basel und Konstanz.

Werken die Zentralen gemeinsam. Der für den Ausbau der Oberrheinwerke allmählich ausgebildete Typ geht aus Abb. 15 hervor. Lediglich das bei Dogern geplante Werk macht durch einen längeren Kanal eine Ausnahme. Die ungemein zahlreich hier auftretenden Probleme, begonnen an der Stufeneinteilung (Rückstau, Schiffahrt, Rheinfall) und Grundrißanordnung (Wehr, Einlauf, Krafthaus, Schleuse) bis zu baulichen Einzelfragen (Gründung, Wehrausbildung, Schützen, Geschiebeführung), können hier nicht besprochen werden. Es sei nur erwähnt, daß größere Schwierigkeiten bis jetzt lediglich die Sicherung der Wehre gegen die ausschleifende Wirkung des Geschiebes auf den vor dem Schußboden liegenden Fels gemacht hat, und z. B. bei Augst-Wyhlen außerordentliche Aufwendungen bereits einige Jahre nach Inbetriebnahme hierfür erforderlich geworden sind.[15]) Hier könnten durch systematische Modellversuche über den Zusammenhang zwischen Schützöffnung und Wehrform bezw. Sturzboden Fehlschläge vermieden werden. Sonstige noch nicht durchweg gelöste Probleme sind sehr klar im Bericht des Ingenieur Gruner und im Generalbericht des Direktors Payot zur Weltkraftkonferenz, Basel 1926, dargestellt (Schutz aller Wehrteile gegen schleifende Wirkung des Geschiebes, Auftrieb, Dichtung der Schützen, Schützanstrich, Rechenreinigung, Dehnungsfugen bei Zentralen, stehende und liegende Turbinen).

Mit dem Bau des Werkes von Niederschwörstadt wurde bereits begonnen. Das Werk ist als das wirtschaftlichste der größeren baureifen Oberrheinwerke bekannt. Es wird schon seiner Größe wegen (über 100 000 PS) zu den interessantesten Wasserkraftanlagen Deutschlands gehören; außerdem werden auch die letzten Erfahrungen und Forschungsergebnisse zur Erzielung größter Wirtschaftlichkeit ausgenutzt werden können und zu bemerkenswerten Lösungen führen.

2. Neckarwerke.

Während die Oberrheinwerke der Kraftnutzung wegen gebaut werden und die Einrichtungen für die künftige Großschiffahrt Basel—Bodensee gleichzeitig durch sie finanziert werden müssen und können, sind die wesentlich ungünstigeren Wasserkräfte, die bei der Neckarkanalisierung mit ausgebaut werden, mehr als Dreingabe anzusehen und heute nicht

[11]) Vergl. Köbler, Wasserkraft 1924, Nr. 24 und E.T.Z. 1925, Heft 43.
[12]) Vergl. Köbler, Bauingenieur 1926, Heft 38. Wasserverluste bei Talsperren.
[13]) Bundschuh, Druckrohrleitungen. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer.
[14]) Vergl. besonders: Führer durch die Schweiz. Wasserwirtschaft, Zürich 1926, Sekretariat des schweiz. Wasserwirtschaftsverbandes (hier sind auch die wichtigsten Veröffentlichungen angezeigt).
[15]) Vergl. Schweiz. Bauztg. 1925, Band 85, Nr. 26.

Zahlenübersicht.*)

Staustufe	Wehr	Gefälle m	Schleusen	Ausbauleistung PS	Jahreserzeugung Mill. kWh	Gründung der Bauwerke	Umfang der wichtigsten Bauarbeiten: Erdaushub 1000 m³	Umfang der wichtigsten Bauarbeiten: Beton und Eisenbeton 1000 m³
Ladenburg . .	3 Öffnungen: 2 Walzen, je 45/4,5 m, 1 Segment mit Aufsatz, 36/5,5 m	Schleuse 10,0, Kraftwerk 7,0	1 Doppelschleuse, O. H. Versenktore, U. H. Hubtore	7070	29,6	Auf Kies mit Grundwassersenkung zwischen eis. Spundwänden	2400	114 u. 15
Wieblingen . .	6 Öffnungen: 3 Walzen, je 27,1 m weit u. 23,9, 4,8 u. 5,5 m hoch, 2 Doppelschützen, je 20 m weit, 3,9 und 5,5 m hoch	8,5	1 Kammerschleuse, O. H. Stemmtore, U. H. Schlagtore	8400	34,5	desgl.	1860	100 u. 4

*) Vergl. Konz, Bericht Nr. 20, Sektion A, zur Weltkraftkonferenz Basel. Die Kanalisierung des Neckars von Mannheim bis Plochingen.

mehr in der Lage, Überschüsse zur Verbilligung der Kanalschiffahrt abzuwerfen.

Die wichtigsten Zahlen für die auf der badischen Strecke gebauten oder im Bau befindlichen beiden Werke mögen aus obenstehender Übersicht entnommen werden.

Abb. 16 gibt noch weiteren Aufschluß über die Bauten. Dem Ausbau der Neckarkraftwerke gehen zahlreiche theoretische und praktische Untersuchungen über Schiffahrt und Kraftkanal voraus. Von besonderer Bedeutung wurden diese Gegensätze bei dem Vorschlag, die Neckarkräfte mittels einer Durchlaufspeicherung als Tagesspeicherwerke zu betreiben.[16]) Andere Vorschläge suchen die geringwertige Energie der Laufwerke durch eine Veredelung in einem hydraulischen Speicherpumpwerk absatzfähiger zu machen, ohne weitere Belastung der Schiffahrt durch die Kraftnutzung.[17])

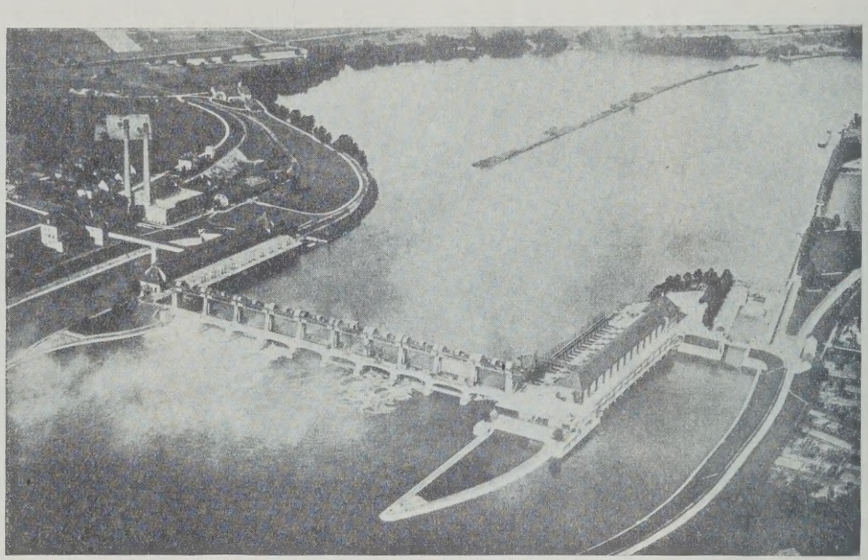


Abb. 14. Kleinkraftwerk Augst-Wyhlen (Fliegeraufnahme).

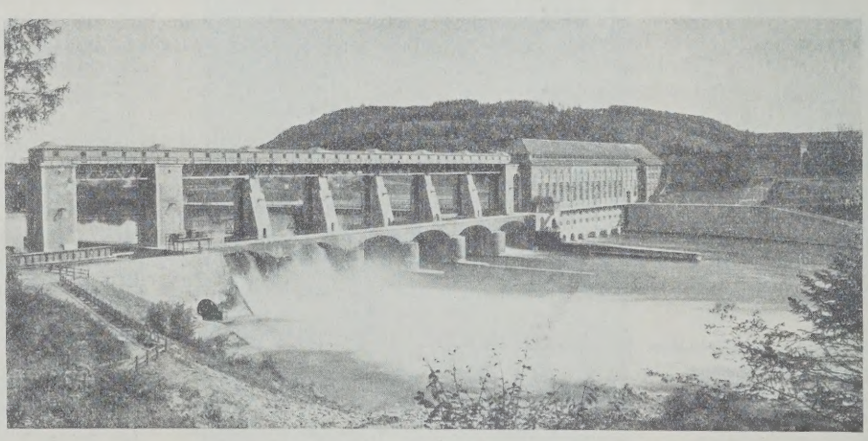


Abb. 15. Gesamtansicht des Kraftwerkes Eglisau, vom badischen Ufer aus gesehen (Unterwasser).

IV. Geplante Hochdruckwerke und energiewirtschaftliche Aufgaben.

In vorderster Reihe steht heute der Ausbau der Oberrheinwerke, der nicht nur billige Energie bringt, sondern dessen Ausbau gleichzeitig der Rheinschiffahrt den Weg nach dem Bodensee freimacht. Die Frage des Energieabsatzes ist hier in erster Linie durch Ansiedlung von chemischer Großindustrie und in zweiter Linie durch Veredelung der hier in großem Maße anfallenden Saisonüberschuß- und Nachtkraft in hydraulischen Speicherpumpwerken bezw. durch Mangelzeitenwerke zu lösen.[18]) Der Ausbau der Oberrheinwerke bedingt deshalb — neben einem günstig gelegenen Großdampfkraftwerk als Reserve (Mannheim) — den Ausbau geeigneter und wirtschaftlicher Ergänzungsspeicher. Diese führen wieder in das Gebiet der Hochdruckanlagen im Schwarzwald, die von der Kohle am meisten bekämpft, in wirtschaftlicher Beziehung der schärfsten Rechnung standhalten müssen. Wenn auch viele dieser namentlich während der Inflationszeit geplanten Anlagen heute aus den anfangs genannten Gründen dieser Forderung nicht mehr genügen, so werden sich doch einige, dank außergewöhnlich natürlicher Vorbedingungen, allmählich durchsetzen. Zu diesen gehört das Schluchseewerk und das Elzwerk. Beide Werke sind dazu berufen, als ausgesprochene Mangelzeitenwerke zu arbeiten. Während das Schluchseewerk (drei Kraftzentralen mit zusammen etwa 400 Mill. kWh bei rd. 200 000 kW, im Anschluß an den zu 108 Mill. m³ Nutzinhalt aufgestauten Schluchsee und zusammen rd. 600 m Gefälle) wegen der Einzigartigkeit des Speichers und der Größe der insgesamt erreichbaren Leistung dem Badenwerk zum Ausbau vorbehalten ist, wurde das Elzwerk (eine Gefällstunde von rd. 600 m bei 50 Mill. kWh und bei 100 prozentigem künstlichen Becken) von der Stadt Freiburg i. B. aufgegriffen. Beide Werke haben als Aufnahmepumpwerke für Sommerüberschußkraft aus Rheinwerken erhöhte energiewirtschaftliche Bedeutung. Schwergewichtsperren, Druckstollen, Hangdruckrohre aus Eisen oder Holz, Fallrohre aus Eisen, Krafthaus mit Ausgleichbecken sind jeweils die hauptsächlichsten Bauwerke, wobei aber durch sorgfältige Einzeluntersuchungen die jeweils wirtschaftlichste Bauweise festzustellen ist, die weniger durch geologische und Untergrundverhältnisse, als durch die zum Teil sehr schwierige Zugänglichkeit der Baustellen bedingt ist.

[16]) Vergl. Ludin, Schweiz. Wasserwirtschaft 1924, Nr. 5. Durchlaufspeicherung an Kraftstaffelflüssen.

[17]) Vergl. Köbler, Südwestdeutschland 1926, Heft 4 u. 5. Lösung der Speicherfragen für die badischen Neckarstufen.

[18]) Vergl. Köbler, Wasserkraftjahrbuch 1924, Hydraulische Pumpenspeicherung und E. T. Z. 1927, Nr. 10, Veredelung von Überschußkraft in hydraulischen Speicherpumpwerken.

Eine besonders wichtige Frage beim Ausbau mittlerer und kleinerer Hochdruckwerke wird immer die sein, mit welcher Speicherfähigkeit ein Werk auszustatten ist. Es kann von grundlegender Bedeutung sein, bei den jeweiligen Untersuchungen zu überlegen, wieweit bei ungenügender Lösung der Speicherfrage beim Werk selbst eine hydraulische Pumpenspeicherung zur Veredelung des etwa anfallenden Überschußstromes mitwirken kann. Besonders bei Zusammenarbeit mit ergänzenden Dampfwerken beginnt die hydraulische Pumpenspeicherung durch Aufnahme auch von Dampfabfallkraft zur Veredelung an Bedeutung zu gewinnen.[19]) Jedenfalls sollte kein Speicherwerk gebaut werden, ohne daß es nicht auf Angliederung einer Pumpenspeicherung untersucht worden wäre. — Besondere Aufmerksamkeit ist dann jeweils noch der bautechnischen Einzelgestaltung zu widmen. Nicht nur, daß der Gesamtaufwand dem erzielbaren Nutzen angemessen sein soll, auch die einzelnen Bauteile sollen durch Anpassen an ihre Aufgabe zweckhaft, ohne Verschwendung, aber auch ohne falsches Sparen durchgeführt werden. Gewissenhafte Vorarbeiten und „immer wieder": nicht nur technisches Können, sondern namentlich auch Gefühl für das wirtschaftlich Tragbare werden dem Ingenieur Wegweiser sein müssen.

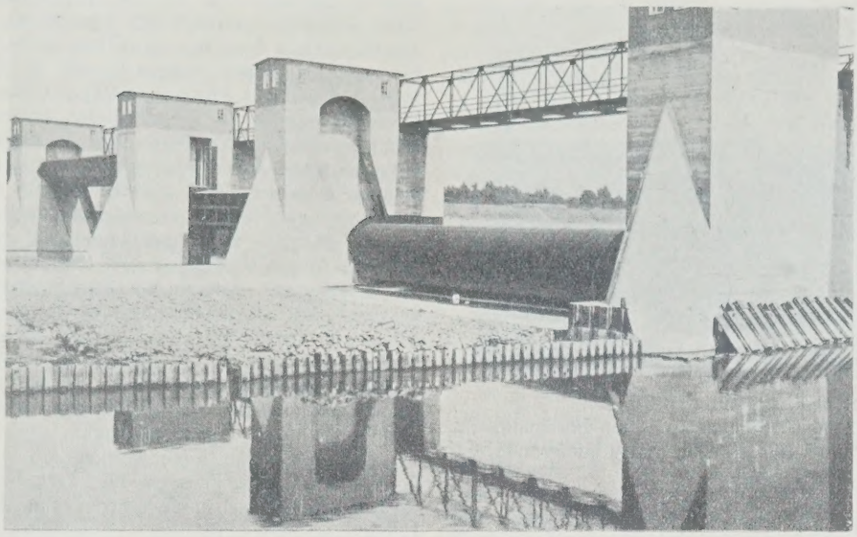


Abb. 16. Neckarwehr bei Wieblingen.

[19]) Vergl. Maas, Wasserkraftjahrbuch 1925/26. Untersuchung über die hydraulische Speicherung von Dampfkraftenergie.

Die Böschungsrutschungen im Rosengartener Einschnitt der Eisenbahnlinie Berlin-Frankfurt (Oder).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Dipl.-Ing. **Guttstadt.**

(Schluß aus Heft 15.)

Das Ergebnis der neuen Untersuchungen ist dahin zusammenzufassen, daß die Böschungsrutsche nicht etwa auf die geologische Schichtung in dem Einschnitt zurückzuführen sind, sondern nur auf physikalische Erscheinungen. Die Ursachen der Rutschungen sind die Tone selbst. Durch das Herstellen eines Einschnitts von solcher Tiefe wurden die Tone freigelegt und damit der Witterung ausgesetzt. Es kommt also auf die Zusammensetzung und auf die physikalische Beschaffenheit der Tone an. Auch Wasseradern oder Wassersäcke kommen nicht in Frage. Wasserführende Schichten oder ein einheitlicher, durchgehender Wasserhorizont sind nicht gefunden worden, was aber nicht ausschließt, daß sich unter der bei den Bohrungen erreichten Tiefe von 56 m Wasser befindet. Ein weiterer Beweis für die jetzige Erkenntnis ist das Fehlen von Gleitflächen. Derartige Flächen bilden sich vielmehr erst, wenn der Ton den Zusammenhang verliert und in Bewegung gerät. Daher sind diese Flächen nach Ansicht der Geologischen Landesanstalt nicht als Gleitflächen, sondern besser als Abrißflächen zu bezeichnen (Abb. 8 u. 9).

Durch das Vertiefen des Einschnitts und das Abtragen der Sande fand eine Druckentlastung des Tones statt und damit eine Änderung im Kapillardrucke seines Porenwassers, d. h. der Kraft, die die einzelnen Tonteilchen zusammenhält. Begünstigt wurde dieser Vorgang noch dadurch, daß der freigelegte Ton dem Oberflächenwasser ausgesetzt wurde. Die elastische Reaktion des Tones gegen diesen Vorgang ist sein Schwellen, das unter Wasseraufnahme eintritt. Bei eintretender Trockenheit schrumpftdann der Ton wieder. Durch wiederholtes Schrumpfen und Schwellen bilden sich Risse, die den ursprünglich zusammenhängenden Erdkörper in senkrechte Erdprismen zertrümmern. In den Spalten sammelt sich das Oberflächenwasser, da es in dem wasserundurchlässigen Ton keinen Abfluß findet. Bei Eintritt von Frost zertrümmert dann das sich bildende Eis die Erdprismen. Durch diese gelockerte Oberschicht kann die Witterung auf die tiefer liegenden Schichten einwirken, wobei sich das Spiel immer wieder wiederholt, so daß der Ton, wenn auch sehr langsam, allmählich morsch wird. Selbstverständlich werden die Vorgänge in den Einzelheiten verwickelter sein, sie bedürfen noch weiterer genauerer Untersuchung.

Durch das Morschwerden gerät der Ton in einen labilen Zustand und setzt sich schließlich in Bewegung. Es bildet sich zwischen dem morschen und dem gesunden Ton eine Abrißfläche, wobei der in den Spalten angesammelte Tonbrei als Schmiermittel wirkt. Die Fläche wird spiegelblank und zeigt auch im dunklen Boden helle Farben. Dabei ist die Oberfläche mit einem feinen Film schmierigen Tons bedeckt. Etwaige im Ton befindliche Sandkörner hinterlassen auf der Abrißfläche Rutschstreifen. Die Neigung der Abrißflächen gegen die Wagerechte schwankt sehr, es wurden Winkel von 35° bis fast 90° beobachtet. In den abgerutschten Massen zeigen sich ferner Zerrungsrisse.

Der labile Zustand des morschen Tons zeigte sich auch bei den Arbeiten zum Freilegen der im Dezember 1925 zerstörten Strecke. Infolge der ungünstigen Witterung dauerte es einige Zeit, bis mit dem Abtragen der oberen Bodenmassen als Druckentlastung begonnen werden konnte. Trotzdem nur Feldbahngleise mit 60 cm Spur verlegt wurden, kostete es große Mühe, für diese Gleise ein sicheres Planum in dem schmierigen Ton herzustellen. Es waren nur Handschächte möglich, da auch ein

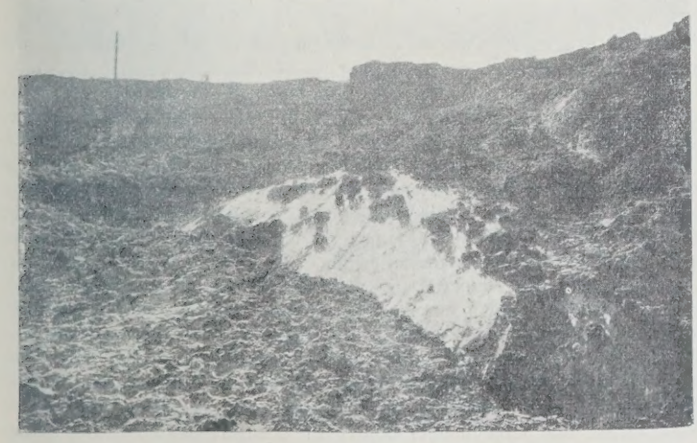


Abb. 8. Rutschungen im Sommer 1926.

Abrißfläche und morscher Ton. Abb. 9.

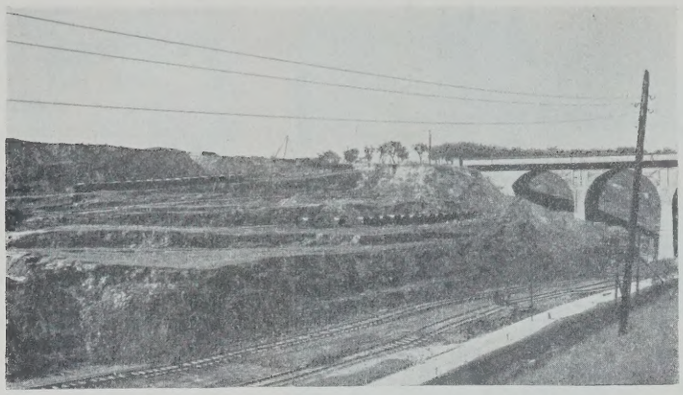


Abb. 10. Freilegen der verschütteten Strecke.
Abbefördern der am 27. Dezember 1925 abgerutschten Böschung. Bei Trockenheit steht der Ton fast senkrecht. Im Vordergrunde das Umfahrungsgleis.

kleinerer Bagger in diesem Boden nicht zu halten gewesen wäre. Um durch die Schwierigkeiten beim Verlegen der Schmalspurgleise nicht zu viel Zeit zu verlieren, mußte notgedrungen schon vorher mit dem Abbefördern der unteren Bodenmassen auf dem Planum begonnen werden. Sobald aber die unteren Arbeiten schneller fortschritten als die oberen, trat ein Gewichtsausgleich des abgerutschten Erdkörpers ein und das Planum wurde wieder hochgestaucht (Abb. 10, 11 u. 11a).

Nachdem die Ursachen der Böschungsrutsche geklärt waren, konnte an die Entwürfe zur endgültigen Beseitigung der Rutschgefahr heran-

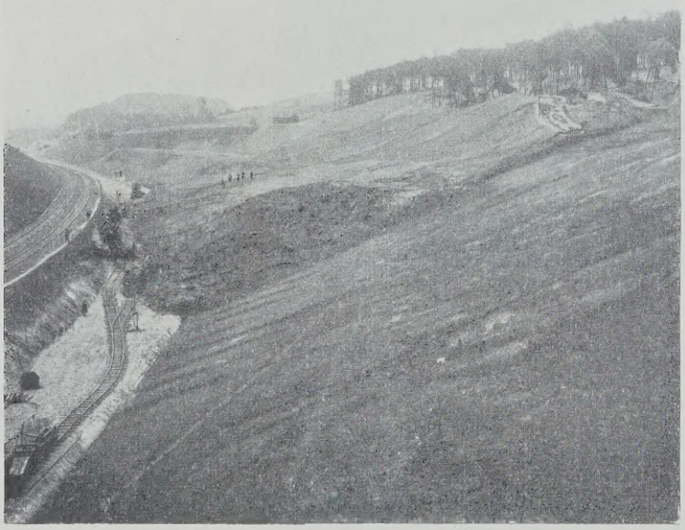


Abb. 11. Rutschung vom 27. Mai 1914.
In den Einschnitt vorgedrungene und aufgequollene Tonmasse.

Abb. 11a. Rutschung vom 27. Mai 1914.
In den Einschnitt vorgedrungene und aufgequollene Tonmasse.

getreten werden. Da es sich um physikalische Erscheinungen handelt, stehen die Geologen auf dem Standpunkte, daß in einem Einschnitt von derartiger Tiefe der Natur nicht Herr zu werden ist. Sie raten dazu, den Einschnitt in seiner jetzigen Gestalt zu verlassen. Als weitestgehende Maßnahme kommt daher ein völliges Verlassen des Einschnitts, also eine Streckenverlegung, in Frage. Diese erwies sich aber als sehr schwierig. Ein Verschieben nach Süden war unmöglich, da bei dieser die Güterzugstrecke zum Verschiebebahnhof, der ja nördlich liegt, doch durch das gefährdete Gebiet hätte geführt werden müssen. Aber auch ein Verschieben nach Norden war sehr bedenklich, da stets die hohe Wasserscheide zwischen Elbe und Oder zu überschreiten ist. Dieses bedingte entweder starke Steigungen oder tiefe Einschnitte. Bei letzteren bestand die Gefahr, daß man in dieselben Schwierigkeiten wie bei Rosengarten geraten würde. Um betrieblich günstige Neigungsverhältnisse zu erhalten, hätte weit nach Norden ausgebogen werden müssen, was den Neubau einer Strecke von rd. 17 km mit einer Mehrlänge von 5 km gegen die bisherige Strecke erfordert hätte. Dazu kam die wegen der dichten Bebauung fast unmögliche Vorbeiführung an dem Verschiebebahnhof sowie die Einführung in den Personenbahnhof.

Auch Bauwerke irgendwelcher Art mußten gewisse Bedenken hervorrufen, da jedes Bauwerk nur dazu helfen kann, die Wirkungen der Böschungsrutsche abzuschwächen. Ein Bauwerk kann den durch die Herstellung eines so tiefen Einschnitts hervorgerufenen Zersetzungsvorgang nicht aufhalten; es kann also die Ursachen der Rutschungen nicht beseitigen. Auch ist das Herstellen von Bauwerken sehr schwierig, da es bei diesem Boden sehr zweifelhaft ist, ob bei ungünstigem Wetter eine Baugrube überhaupt zu halten wäre. Bei dem nun einmal in Zersetzung befindlichen Boden sind auch Befürchtungen wegen der späteren Standsicherheit der Bauwerke nicht von der Hand zu weisen, sie können also gerade zur Quelle einer Betriebsgefährdung werden. Ferner wird der Witterung, sobald noch weiter, als bisher geschehen, in den Ton hineingegangen wird, der Angriff auf bisher gesunden Ton ermöglicht. Es kommt hinzu, daß das in dem Einschnitt abfließende Wasser nach chemischer Untersuchung betonzerstörende Eigenschaften hat.

Trotzdem wurden aber auch Bauwerke erwogen. Eine Fundamentplatte, ein Rost und ein Trog schieden schon nach überschläglichem Prüfen aus, da sie bei einer Berechnung zu wirtschaftlich unmöglichen Abmessungen geführt hätten. Es wurden aber Entwürfe für eine Futtermauer, für ein trogähnliches Gebilde sowie für einen Tunnel aufgestellt. Gegen letzteren sprach außer den vorstehenden Gründen noch der, daß ein Tunnel stets, hier aber wegen der örtlichen Verhältnisse sogar ganz besonders, betrieblich unerwünscht ist und erhöhte Unterhaltungskosten nicht nur für das Bauwerk selbst, sondern auch für den Oberbau erfordert. Damit ferner der Tunnel überhaupt standhaft wird, muß er auch genügend stark überschüttet werden. Es müßte also der Einschnitt, aus dem seit dem Vertiefen im Laufe der Jahre etwa 2 Mill. m³ Bodenmassen entfernt sind, zu einem mehr oder minder großen Teil wieder zugeschüttet werden.

Da notgedrungen die Strecke an der alten Stelle belassen werden muß, kommen nach den vorstehenden Gründen nur Erdarbeiten zur Beseitigung der Rutschgefahr in Frage. Hierbei ist die weitestgehende Maßnahme die, daß der durch das Vertiefen unbewußt begangene Fehler wieder beseitigt wird. Man hat eben die Tone bis zu einer zu großen Tiefe freigelegt. Also müßte der Einschnitt wieder teilweise zugefüllt werden. Wenn die jetzigen stärksten Steigungen der Personenzugstrecke nicht überschritten werden sollen, erscheint ein Höherlegen der Scheitelstrecke bis zu 8 m zulässig. Die Güterzüge vom Verschiebebahnhof müßten aber wegen der Steigung 1 : 115 des gehobenen Gütergleises ständig von Drucklokomotiven nachgeschoben werden. Ein Verlängern der Strecke durch Ausfahren von Bogen oder Schleifen, um eine günstigere Steigung zu erreichen, würde die jetzt schon betrieblich unangenehmen Krümmungsverhältnisse der Güterzugstrecke noch mehr verschlechtern. Diese Veränderung der Streckensteigungen hätte auch Einfluß auf den jetzigen Haltepunkt Rosengarten, der um etwa 800 m nach Westen verschoben werden müßte, wo erst die zulässige Steigung für die Anschlußweichen der Güterzugstrecke erreicht sein würde. Die Güterladestelle Rosengarten müßte um etwa 4,5 m gehoben werden. Aber nicht nur diese erheblichen Baukosten und die stärkere Steigung würden den Betrieb erheblich verteuern, schon das Höherlegen der Scheitelstrecke um 8 m, das für alle Züge eine verlorene Steigung von 8 m Höhe bedeutet, würde die Betriebskosten gewaltig anschwellen lassen. Neben dem Auffüllen des Planums wäre aber auch noch außerdem ein Abflachen der Böschungen erforderlich geworden, da diese nur bei flacheren Neigungen standhaft sind.

Wenn die von den Zügen zu überwindende Höhe nicht vergrößert werden durfte, so blieb nur das Beibehalten der jetzigen Scheitelhöhe übrig. Ein Nachprüfen des Längenschnittes der Strecke ergab, daß ein Verlängern der jetzigen Scheitelstrecke um etwa 800 m nach Osten, also nach Frankfurt (Oder), möglich ist, ohne daß die Steigungsverhältnisse der Strecke nach Frankfurt verschlechtert werden, indem am Haltepunkte Rosengarten eine jetzt in dem Längenschnitt vorhandene Senkung herausgehoben wird. Das Einschalten dieser Senkung hatte sich beim Bau

als nötig erwiesen, um die Anschlußweichen der Güterzugstrecke in betrieblich zulässiges Gefälle legen zu können. Das Herausheben der Senkung würde aber anderseits ein Verlegen dieser Weichen und damit auch des Haltepunktes Rosengarten nach Westen in die neue Scheitelstrecke nötig machen. Dieses Verlängern der Scheitelstrecke würde sich auf etwa 1,6 km Länge erstrecken und ein Höherlegen des Planums um etwa 4 m ermöglichen, was aber nach Ansicht der Geologen nicht ausreichen würde, um ein etwa im Ton auftretendes Schwellen zu unterdrücken, selbst wenn dabei außerdem die Böschungen abgeflacht werden. Weitere Bedenken wurden vom Betriebe erhoben, der sich gegen ein durch Herausheben der Senkung bedingtes Verlängern der Aufstiegrampe von Frankfurt (Oder) aus sträubt. Es kommt aber noch drittens eine bautechnische Schwierigkeit hinzu. Das nach Westen zu verlängernde Gütergleis würde dann gerade in dem jetzigen Einschnitt tiefer als die Personengleise liegen. Das erstrebte Auffüllen des Planums würde sich demnach nicht auf die ganze Breite des Einschnitts erstrecken, würde infolgedessen den beabsichtigten Zweck nicht voll erfüllen. Außerdem würde bei der Verbreiterung des Einschnitts für dieses Gleis ein auf der Nordseite zu Tage tretender Tonbuckel tiefer zu legen sein, d. h. der Zersetzungsvorgang würde auch dorthin ausgedehnt werden.

Aus den vorstehenden Gründen bleibt also tatsächlich nichts anderes übrig, als das jetzige Planum beizubehalten. Hierbei käme in Frage, die erforderliche Sicherheit außer einem Abflachen der Böschungen durch einen seitlichen Belastungs- und Sicherungsdamm zu erzielen. Dieser würde aber, wie schon sein Name sagt, die Ursachen der Böschungsrutsche nicht beseitigen, sondern nur ihre Wirkungen abschwächen. Als Sicherungsdamm soll er abrutschende Bodenmassen abfangen, als Belastungsdamm auftretende Drucke niederhalten. Zu letzterem Zweck müßte er nicht nur aus sehr schweren Bodenarten geschüttet werden, er müßte auch erhebliche Höhe und Breite erhalten. Ein Durcharbeiten der Querschnitte unter Einzeichnung dieses Dammes ergab umfangreiche Bodenbewegungen, wobei die Kosten durch das Ausschachten für den Damm und nachheriges Wiederfällen dieser Querschnitte erheblich verteuert werden würden.

Nach all diesen Erwägungen bleibt nur als einziger Weg das Entfernen der gefährlichen Tone, d. h. die Herstellung einer Böschung von der Neigung, in der morsch gewordener Ton standfest ist. Einwandfrei ist aber leider der natürliche Böschungswinkel dieses Tones weder durch Rechnung noch durch Versuche zu ermitteln. Beobachtungen haben ergeben, daß eine Neigung 1 : 5 derart flach ist, daß Bewegungen in dem Ton keinen Einfluß mehr auf die Standsicherheit der Böschungen ausüben können. Es ist daher beschlossen worden, die Ursache der Rutschungen dadurch zu beseitigen, daß die Böschungen auf 1 : 5 abgeflacht werden. Diese Maßnahme genügt natürlich allein noch nicht. Es müssen auch noch weitere Sicherungen hinzukommen.

Zuerst soll der Druck in dem Einschnitt beseitigt werden. Es werden daher nicht nur die zu Tage tretenden Tone abgeflacht, auch alle anderen Bodenarten sollen einen anderen Böschungswinkel erhalten, der von dem örtlichen Befund abhängt und zwischen den Neigungen 1 : 4, 1 : 3 und 1 : 2 schwankt. Die auflagernden reinen Sande werden völlig abgegraben und zu dem nachstehend angegebenen Abdecken der Böschungen benutzt. Eine weitere Druckentlastung tritt durch das Herstellen eines breiten Vorlandes in Höhe des Planums ein, das ganz flach, 1 : 10, geneigt wird. Die weiteren Sicherungen sollen die freigelegten Tone gegen das Oberflächenwasser schützen. Der Einschnitt entwässert nicht nur ein gewaltiges Gebiet von etwa 250 ha, sondern fängt auch auf seinen Böschungen, deren Flächeninhalt durch das Abflachen von erheblicher Größe geworden ist, sehr große Wassermengen auf. Infolgedessen wird oben im Gelände in etwa 10 m Abstand von der Böschungsoberkante ein Randgraben zum Abfangen des von dem Gelände herbeiströmenden Wassers ausgeführt. In der Sohle des Grabens werden Drainrohre auf Betonplatten verlegt, der Schacht wird mit Steinen verfüllt. Eine Verfüllung mit Schlacke kann leicht verschlammen, wenn sie nicht ständig von Wasser durchflossen ist, würde also Wassersäcke bilden und damit erst recht Gefährdungen durch Zersetzen des Tones herbeiführen. Die Betonplatte soll verhindern, daß das Wasser sich einen Weg in tiefere Schichten sucht. Lage und Tiefe des Randgrabens und das Abführen des Wassers muß sich natürlich immer nach dem örtlichen Befunde richten. Einerseits soll der Randgraben möglichst tief liegen, anderseits soll er dem Wasser keinen Zutritt zu den Tonen eröffnen. In gleicher Weise wie an der Oberkante des Einschnitts soll auch am Böschungsfuß das Wasser abgeführt werden. Hier wird einmal eine Rohrleitung von 0,50 m Durchmesser, ebenfalls auf Betonplatten, fast in der ganzen Länge des Einschnitts, mit einer Tiefe bis zu 2 m unter Planum wegen des besseren Gefälles verlegt.

Weitere Vorkehrungen zum Abführen des Wassers sind zwei ausgepflasterte Längsgraben, je einer am Fuß und an der Oberkante des vorerwähnten Vorlandes, die durch Schächte in die tiefliegende Rohrleitung entwässern. Die wichtigste Sicherheit liegt aber in dem Schutze des Tones gegen das Einwirken der Witterung, d. h. einerseits das Fernhalten zu vielen Wassers, anderseits das Festhalten des für seine Standfestigkeit notwendigen Porenwassers. Der Ton wird daher mit einer Schutzschicht bedeckt aus Sand von 70 cm Stärke und darauf Mutterboden von 30 cm Stärke. Dieser muß von tadelloser Beschaffenheit und möglichst dicht besamt sein, so daß das Oberflächenwasser nicht nur rasch abfließen kann, sondern auch an einem Durchdringen auf tiefere Schichten verhindert wird. Aus diesem Grunde sind tiefwurzelnde Pflanzen zu vermeiden. Diese eröffnen nur dem Wasser einen Weg in das Innere, besonders durch die nach ihrem Absterben zurückbleibenden Wurzelröhren. Eine derartige Böschung erfordert also auch nach sorgfältigster Herstellung noch sorgfältiges Unterhalten. Die zwischen Mutterboden und Ton eingebrachte Sandschicht soll ein weiterer Schutz des Tones einerseits gegen Austrocknen, anderseits gegen Durchfeuchten sein und soll etwa doch durch den Mutterboden eingedrungenes Wasser abführen. Von Bermen wird abgesehen, da diese bei derartig flachen Neigungen nicht erforderlich sind. Sie würden sogar den gerade bei so flachen Neigungen sowieso schon verlangsamten Abfluß des Oberflächenwasser noch weiter verzögern. Die Hauptsache ist aber, irgendwelche Stauungen des Wassers zu vermeiden. Ob daher aus diesem Grunde auf der Böschungsoberfläche noch außerdem schräg von oben nach unten führende gepflasterte Rinnen zum schnelleren Ableiten des Oberflächenwassers anzulegen sind, kann nur von Fall zu Fall und erst nach dem Vollenden der Böschungsarbeiten entschieden werden. Ferner bleibt der Prüfung vorbehalten, ob und wo nach dieser gewaltigen Druckentlastung auf dem Planum noch irgendeine Anlage zu schaffen ist, die einen Gegendruck gegen etwaiges Hochstauchen des Planums schaffen kann. Gedacht ist hierbei an eine Eisenbetonausführung, die auf dem Planum aufgelagert werden soll. Selbstverständlich ist bei der gesamten Arbeit, daß an allen Stellen bereits angegriffener Ton entfernt wird.

Die mitten in dem Rutschgebiet stehende hohe Bogenbrücke aus Beton ist schon vor einigen Jahren gesichert worden.[1]) Jetzt sind diese Sicherungsarbeiten auch auf das Widerlager ausgedehnt worden, indem dieses durch eine Art Gürtel aus Eisenbeton umklammert wurde, wobei sich dieser Gürtel auf Aba-Betonpfähle, die seitwärts und hinter dem Widerlager in einer Länge von 8 bis 10 m ausgeführt wurden. Von einem Verlängern der Brücke wird abgesehen, sie wird vielmehr mit einem Sandkegel auf beiden Seiten umschüttet.

Inzwischen gehen aber die technischen und die geologischen Untersuchungen noch weiter, und erst nach ihrem endgültigen Abschluß kann dazu Stellung genommen werden, welche Lehren aus dem Erdrutsch bei Rosengarten zu ziehen sind. Dieses muß späterer Berichterstattung vorbehalten bleiben. Die Geologische Landesanstalt hat ihre Untersuchungen in ihrem Jahrbuch 1926, Band 47, Beyschlag-Band, unter der Überschrift „Die Rutschungen im Eisenbahneinschnitt Rosengarten“ von Herren R. Michael und W. Dienemann veröffentlicht.

[1]) Siehe hierüber „Die Bautechnik“ 1927, Heft 3, S. 33.

Alle Rechte vorbehalten.

Über Pfahlrammung im Tonboden.

Von Oberbaurat **Nils Buer**, Hamburg.

Der Ingenieur steht oft vor einer schweren Entscheidung, wenn er Gründungen an Stellen vornehmen muß, wo der unmittelbare Baugrund aus an sich ziemlich festgelagertem, aber wasserhaltigem Ton besteht und der tragfähigere Kiessand in so großer Tiefe liegt, daß er mit Holzpfählen üblicher Längen nicht erreicht werden kann. Es entsteht dann die Frage, ob man mit hohen Kosten Brunnen absenken, besonders lange Eisenbetonpfähle, die bis in den tief gelagerten Kiessand reichen, rammen, oder schließlich kürzeren Holzpfählen, die also nur im Tonboden stehen werden, den Vorzug geben soll. Im letztgenannten Falle, der eine Art „schwebende“ Gründung darstellt, bieten die bekannten Rammformeln keinen sicheren Anhalt für die Tragfähigkeit der Pfähle; man ist vielmehr auf Probebelastungen angewiesen. Es ist unter solchen Umständen sehr zu empfehlen, den Rat eines erfahrenen und mit den Bodenlagerungen der fraglichen Gegend vertrauten Geologen einzuholen.

Bei der von mir während des Krieges ausgeführten hamburgischen Walddörferbahn lag ein ähnlicher Fall im Tal des Hopfenbaches bei Ahrensburg vor. Hier befinden sich seltsame, unregelmäßig gestaltete Wälle, die teilweise aus dem ebenen Wiesengrund aufsteigen. Sie bestehen in erster Linie aus Sanden und Kiesen, doch ist auch Geschiebemergel auf- und eingelagert. Es handelt sich bei diesen Wällen um sogenannte Åser, die durch Schmelzwasserströme unter dem Eise der glazialen Zeit entstanden sein können, oder auch, wie möglicherweise hier, durch Aufpressung in Eisspalten. Das Profil (Abb. 1) zeigt einen Längsschnitt in

der Bahntrasse durch die Niederung am Hopfenbach. Etwa an der Stelle, wo im Untergrunde der Tonboden am tiefsten gelagert ist — er erreichte eine Tiefe von rd. 28 m unter Geländeoberfläche —, wird der Bahnkörper von einer Straße und von dem Hopfenbach gekreuzt, die überbrückt werden mußten. Neben der Straße war auch eine Haltestelle vorgesehen. Es entstand somit die Notwendigkeit, die Brücke, einen Bachdurchlaß und das Haltestellengebäude unter zum Teil besonders erschwerenden Umständen zu gründen. Da der Tonboden zwar Wasser enthielt (Porenwasser), aber verhältnismäßig fest war, wurde aus wirtschaftlichen Gründen der Entschluß gefaßt, diese Schicht nicht überall zu durchrammen, sondern an den Stellen, wo die Tonschicht sehr große Dicke besitzt, durch die

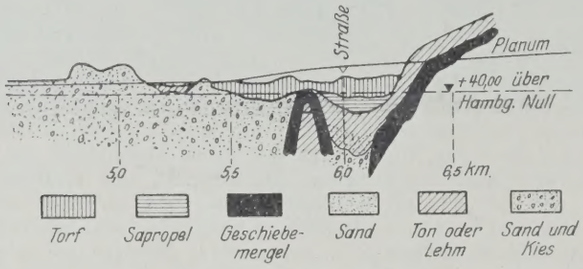


Abb. 1. Längenschnitt durch die Niederung beim Hopfenbach.

Pfahlgründung eine solche Verdichtung des Tonbodens herbeizuführen, daß er fest genug werden würde, um Bauwerkteile zu tragen. Dieser Entschluß war nicht leicht, denn die Pfahlgründung einzelner Bauwerkteile reichte infolge der stellenweise geringeren Dicke der Tonschicht in der Tat bis in den Kiessand hinab, so daß also für die drei Bauwerke eine nicht einheitliche Gründung entstand, die unter Umständen verschieden große Setzungen und daher Rissebildungen zur Folge haben konnte. Jetzt, nachdem die Bauwerke etwa acht Jahre gestanden haben, ohne erhebliche Risse zu zeigen, darf die Gründung als gelungen angesehen werden.

Wenn ein Pfahl in festen, wasserhaltigen Tonboden hineingerammt wird, findet in der den Pfahl umgebenden Tonschicht eine Verdichtung des Bodens statt, die dadurch entsteht, daß das Wasser aus der Bodenschicht ausgepreßt wird. Auf Grund der geringen Wasserdurchlässigkeit des Tons geht diese Wasserabgabe, die durch eine Strömung des Kapillarwassers bedingt wird, nur langsam vonstatten. Das Wasser, das aus der Schicht, die den Pfahl umgibt, ausgepreßt wird, strömt schließlich in der Fuge zwischen Pfahl und Boden nach oben, wodurch die Reibung zwischen Pfahloberfläche und Boden während der Rammung hydrodynamisch, also verhältnismäßig klein wird. Läßt man aber den Pfahl eine Zeit lang in Ruhe, so wird das Wasser nach und nach wieder durch den Boden aufgesaugt, und die Fuge schließt sich. Wird nun, nachdem dieses geschehen ist, mit der Rammung fortgefahren, so begegnet die Stoßkraft dem gesamten hydrostatischen Widerstande, solange bis sich die Fuge zwischen Pfahl und Erdboden wieder geöffnet hat. Das Eindringen ist demgemäß anfänglich klein, bis sich die Fuge wieder geöffnet hat und das Wasser ungehindert zutage treten kann.

Bei dem vorgenannten Bau kam es stellenweise vor, daß die Pfähle infolge des Druckes des verdichteten Tonbodens um ein wahrnehmbares Maß wieder nach oben gepreßt wurden, sobald der Druck des Rammbären nachließ. Da bei der Rammung in der Tat ein Teil des Tonbodens nach oben entweicht, also die Zusammenpressung des Erdreichs nicht mehr fördert, so darf man die Tragfähigkeit der eingerammten Pfähle nicht ohne weiteres mit Hilfe der üblichen Formeln bestimmen. Die Erfahrung hat gezeigt, daß für Tonboden Dampframmen älterer Bauart mit längeren Zeiträumen zwischen den einzelnen Schlägen vorteilhafter sind als unmittelbar wirkende Rammen. Bei der Probebelastung einzelner Pfähle wurden diese bis zu etwa 30 t belastet, wobei sich Einsinktiefen bis zu 18 mm ergaben.

Im elastischen, wasserhaltigen Tonboden sind stark verjüngte Pfähle vorteilhafter als schlank gewachsene, da jene eine größere Bodenverdichtung und bessere Lastverteilung auf den Baugrund ermöglichen. Von Betonpfählen sind Bohrpfähle am vorteilhaftesten. Die Spannungsverhältnisse in dem Boden, der den Pfahl umgibt, ergeben sich aus den physikalischen Eigenschaften der Bodenschicht; diese bestimmen durch den Grad der Zusammenpressung die Tragfähigkeit des einzelnen Pfahles. Die beobachteten Verhältnisse im tonigen Erdreich lassen erkennen, daß es für die Bestimmung der Tragfähigkeit ganz falsch ist, von dem dynamischen Widerstande beim Rammen auszugehen.

Nach Prof. Terzaghi verteilt sich die Last, die ein Pfahl aufnimmt, im Baugrunde nach der gestrichelten Linie in Abb. 2. Für eine Pfahlgruppe werden sich die Druckverteilungskegel der einzelnen Pfähle gegenseitig überschneiden, wenn, was bei schweren Bauwerken wohl meistens der Fall sein wird, die Pfähle sehr dicht gestellt werden müssen. Das Einsinken eines Pfahlbündels wird daher, gleiche Einheitbelastung für den Pfahl vorausgesetzt, größer sein als dasjenige eines alleinstehenden Pfahles. Eine „schwebende" Gründung ist ihrer Art nach im wesentlichen eine Flächengründung, deren tragfähige Schicht etwa in der Tiefe der Pfahlspitzen liegt.

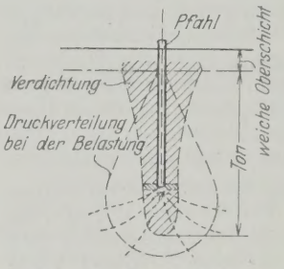


Abb. 2. Druckschema.

Um eine möglichst große Tragfläche zu gewinnen, empfiehlt es sich, nach allen Richtungen schräg gerichtete Pfähle zu rammen. Terzaghi sagt in seiner „Erdbaumechanik", daß die Probebelastung für Pfähle, die im Tonboden stehen, frühestens sieben Tage nach der Rammung vorgenommen werden sollte. Diese Zeit ist sicherlich nicht zu lang bemessen. Ich habe in solchen Fällen stets vorgezogen, die Probebelastung erst nach etwa zwei Wochen vorzunehmen, möchte aber anheimgeben, wenn möglich noch länger zu warten. Besteht der Untergrund dagegen aus sandigem Boden, sind keine Bedenken dagegen zu erheben, daß die Probebelastung schon nach zwei bis drei Tagen ausgeführt wird. Die bei der Probebelastung angewendete Last oder Kraft darf nicht rasch vergrößert werden, weil die ermittelte Tragfähigkeit bei rasch wachsender Belastung kleiner ist als bei langsamer Kraftsteigerung. Man würde also bei rasch zunehmender Last ein falsches Bild von der wirklichen Tragfähigkeit bekommen. Im übrigen wird auf „Die Rammwirkung im Erdreich, Versuche auf neuer Grundlage" von Dr.-Ing. K. Zimmermann, Berlin 1915, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, verwiesen.

Die Pfähle der genannten, im Hopfenbachtal errichteten Bauwerke stehen, wie bereits angedeutet, nur zum Teil ganz im Tonboden; der Rest konnte die tragfähige Kiessandschicht erreichen. Es wurde trotzdem gewagt, die Bauwerke ohne Ausgleichfugen zu betonieren. Die einzige Maßregel, die getroffen wurde, bestand darin, an besonders gefährdeten Stellen einige Verteilungseisen einzulegen. In der Tat sind Risse entstanden, die aber ihrer Zahl und Größe nach nicht umfangreicher waren als bei anderen ähnlichen Bauwerken der Bahnstrecke, deren Pfahlgründung gleichmäßig in die tragfähige Kiesschicht hinuntergeführt werden konnte. Die Risse wurden etwa ein Jahr lang offengelassen und andauernd beobachtet. Nachdem jede Bewegung aufgehört hatte, wurden sie gedichtet; sie sind erneut nicht wieder aufgetreten.

Die Hinterfüllung der Bauwerke war besonders schwierig, denn es fand infolge Entweichens des Moorbodens ein ruckweises Wegsacken ganzer, meist hoch aufgeschütteter Dammteile statt. Einmal stürzte sogar ein ganzer Erdförderzug beim plötzlichen Wegsacken des Dammes in den Morast. Es mußte bei der Dammschüttung schließlich darauf Rücksicht genommen werden, daß in wasserhaltigem Tonboden, wenn er, wie hier, in ziemlich steil abfallender Schicht gelagert ist, Gleichgewichtsstörungen, die eine Gefährdung der Bauwerke und des Dammes zur Folge haben können, möglich sind. Diesen wurde durch gute Entwässerung der ansteigenden Tonschicht vorgebeugt.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 10. April ausgegebene Heft 7 (2 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. H. Rühle: Das Wochenendhaus. — Paul Rettig: Holzhausbau und Hypothekenbeleihung.

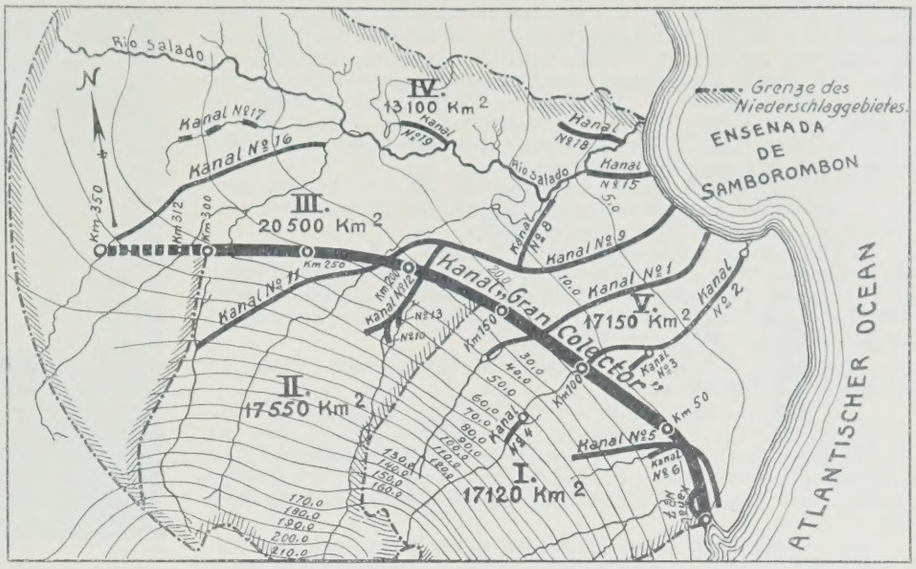
Entwässerungskanal „Gran Colector" in Argentinien.[1]) In der argentinischen Provinz Buenos Aires, südlich von der Hauptstadt gleichen Namens, zieht sich der Lauf des Flusses Rio Salado durch außerordentlich fruchtbares Gebiet, das aber einstweilen landwirtschaftlich nicht voll ausgewertet werden kann, weil die Flußniederung während der Regenzeit und bei den häufig auftretenden Gewitterniederschlägen Überschwemmungen größten Umfanges ausgesetzt ist. In Zeiten starker Regenfälle hat man an der Flußmündung einen Wasserablauf von über 1400 m³/Sek. beobachtet. Das niedrig gelegene, flache Gelände zu beiden Seiten des Flusses verwandelt sich während der Regenzeiten in ein ungeheures Lagunen- und Seengebiet, das sich nur langsam entleert. Die wertvollen Ländereien konnten daher fast nur als Viehweiden dienen.

Dieses veranlaßte die Provinzialregierung, die Ingenieure A. Mercau und J. Waldorp mit der Aufstellung eines allgemeinen Entwässerungsplanes zu beauftragen. Die Arbeiten, die mehrere Jahre dauerten, sind nunmehr abgeschlossen; sie bestanden zum großen Teil

[1]) Nach „Obras de Desagüe. Informe de los ingenieros Augustin Mercau y Juan A. Waldorp", Buenos Aires 1922, sowie nach Mitteilung des Ing. Falkenberg in „Teknisk Ukeblad", Oslo, vom 7. 1. 27.

aus umfangreichen Geländeaufnahmen und Messungen der Niederschläge und Abflußmengen. Das untersuchte Gebiet, dessen Lageplan die Abb. zeigt, umfaßt eine Gesamtfläche von 85 450 km². Es zerfällt in fünf Teilgebiete (I bis V), von denen die Gebiete I und II einen ziemlich steil abfallenden Hang bilden, der die Niederschläge sehr rasch in die Flußniederung (Gebiete III bis V) ableitet.

Der Entwurf von Mercau und Waldorp geht darauf hinaus, die Niederschläge, die auf den Hang fallen, aufzunehmen und unmittelbar abzuleiten, bevor sie die Niederung erreichen. Zu diesem Zwecke sieht der Plan den Bau eines Sammelkanals („Gran Colector") vor, der etwa 100 bis 150 km südlich von dem Flusse Rio Salado verläuft. Dieser Kanal, der in den Hang eingeschnitten und auf der Talseite mit einem Deich versehen ist, soll zur Vermeidung von Überschwemmung, die bei besonders starken und andauernden Niederschlägen doch noch auftreten könnte, mehrere Entlastungskanäle (Querkanäle) erhalten, die an geeigneten Stellen abzweigen und das überschießende Wasser auf kürzerem Wege der Meeresbucht „Ensenada de Samborombon" zuführen sollen. Außerdem wird das Gebiet noch von einer Anzahl kleinerer Stichkanäle durchzogen, deren Aufgabe es ist, örtliche Aufstauungen zu verhindern. Der Kanal „Gran Colector" wird zunächst in 300 km Länge ausgeführt; es ist aber vorgesehen, ihn später um etwa 50 km zu verlängern. Die Breite des Kanals beträgt an der Mündung 3,5 km, sie nimmt nach dem Ende zu entsprechend dem Höchstzufluß ab. Die Wasserspiegelfläche ist bei ganzer Füllung etwa 45 000 ha.



Lageplan.

Die Baukosten des „Gran Colector" nebst Entlastungs- und Stichkanälen sind auf etwa 80 Mill. Pesos veranschlagt. Die Gesamtfläche, die durch die Kanalisierung von Überschwemmungen befreit wird, ist etwa 6,5 Mill. ha groß. Die Kosten stellen sich also auf etwa 12,50 Pesos je ha. Bei der gegenwärtig recht ungünstigen Wirtschaftslage Argentiniens wird die Ausführung wohl nur langsam vonstatten gehen. Nils Buer.

30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. (Schluß.) Auch der nächste Vortrag von Regierungsbaumeister Fraenkel der Torkret G. m. b. H.

„Entwicklung und gegenwärtige Anwendung des pneumatischen Betontransportes"

behandelte neue Wege zur technisch und wirtschaftlich vollendeten Baustoff-Förderung und Verarbeitung:

Die Aufgabe, Beton in größeren Mengen und auf große Entfernungen durch Druckluft zu fördern, wird seit vielen Jahren und in verschiedensten Ländern bearbeitet, bisher jedoch in der Praxis nur bei kleinen Mörtelmengen, und zwar beim Beton-Einpreßverfahren und beim Torkret-Beton-Spritzverfahren benutzt, die hier als bekannt angenommen werden dürfen.

Die Versuche der pneumatischen Betonförderung für große Mengen bauten sich in falscher Erkenntnis der Fördervorgänge fast immer auf dem System des Pressens von nassem Material auf. Dagegen hat die Weiterentwicklung des Torkretverfahrens, das ja mit dem Prinzip der Trockenförderung arbeitet, zu Verfahren geführt, die Betriebssicherheit und ausgedehnte Verwendungsmöglichkeit versprechen. Nachprüfungen über Materialbedarf, Luftverbrauch, Betriebsdruck und Kraftbedarf haben ergeben, daß bei steigender Fördermenge die Torkretanlagen um so wirtschaftlicher arbeiten, je größer ihre Leistung wird.

Aus diesen Erwägungen heraus wurde zunächst eine Spritzmaschine gebaut, die das noch von dem Düsenführer zu verarbeitende Höchstmaß an Leistung bewältigt. Die Maschine, Zement-Kanone *S* 5, leistet stündlich rd. 5 m³ lose Masse, was einem Antrag von 2,5 m³ fester Masse gegen lotrechte Flächen entspricht und eine stündliche Leistung von 50 m² 5 cm starke Wand ergibt. Bei gleichbleibenden Materialkosten fällt hierbei der Anteil für Lohn, Abschreibungskosten und Betriebskosten um 35 %, auf 1 m³ Torkretmaterial mithin um 17 %.

Schreitet man in dieser Richtung fort bis zu Aggregaten mit noch höherer Leistung, so kommt man zwangläufig zum Betonförderverfahren, da es nicht möglich ist, größere Mengen als 5 m³ lose Masse stündlich im Spritzvorgang anzutragen. Das Material muß in diesem Falle in Schalungen eingefüllt werden. Während bei den bisherigen Spritzmaschinen die zum Transport des Materials notwendige Geschwindigkeit ungefähr mit der Antragsgeschwindigkeit beim Spritzvorgang gleich war, muß bei den Betonfördermaschinen zum Transport des Materials die hohe Geschwindigkeit beibehalten werden. Beim Austritt aus der Förderleitung hingegen muß diese Geschwindigkeit fast ganz vernichtet werden, damit das Material auch in enge Formen eingefüllt werden kann, ohne durch die Wucht des Anprallens wieder herauszuspritzen oder Sandnester zu bilden. Deshalb setzt eine Pralldüse die Geschwindigkeit dadurch herab, daß das Fördergut gegen eine elastische Platte schlägt und dann nach mehrmaligem Hin- und Herprallen mit geringer Geschwindigkeit aus der Düse austritt. Die bei den Zement-Kanonen durch das Ausspritzen erzeugte Verdichtung des Materials fällt hierdurch weg, und die Maschine wird ausschließlich zur Beton-Fördermaschine.

Die bisher gebauten Bauarten haben eine Leistung von 8, 10 und 30 m³ in der Stunde. Der Energiebedarf beträgt bei 10 m³ Stundenleistung und 200 m Förderweite für 1 m³ Fördergut rd. 6 kW, bei einer Entfernung von 500 m etwa 12 kW. Bei den größeren Maschinen verringert sich, wie oben bemerkt, diese Zahl.

Bei Arbeiten mit einem Rohölmotor kann man rd. 3 Pf. für 1 kWh rechnen. Man würde also bei 500 m Entfernung etwa 36 Pf. an Energiekosten für reine Materialförderung aufzuwenden haben, das gleiche etwa bei Anlagen für Talsperrenbauten, bei denen Strom durch Hilfs- oder benachbarte Wasserkraft-Elektrizitätswerke geliefert werden kann. In Berlin wird bei größeren Stromabnahmen mit einem Preise von rd. 8 Pf. zu rechnen sein, wodurch 1 m³ Material beim Transport mit rd. 1 R.-M. belastet würde.

Eine im Juni 1926 auf der Baustelle Chiavenna der Società Elettrica Interregionale Cisalpina in Mailand für die Betonierung von Druckrohrstollen verwendete Maschine hat bisher 4000 m³ Material gefördert und ist jetzt neben einer zweiten Anlage am höher gelegenen Stollenmunde aufgestellt worden, um den zweiten Abschnitt zu betonieren.

Eine weitere Anlage ist zu Anfang dieses Jahres auf der Baustelle der Firma Tesch am Opernhaus in Berlin aufgestellt worden (Abb. 10). Die Maschine (Type *G* 6) fördert hier durchschnittlich 10 m³ in der Stunde

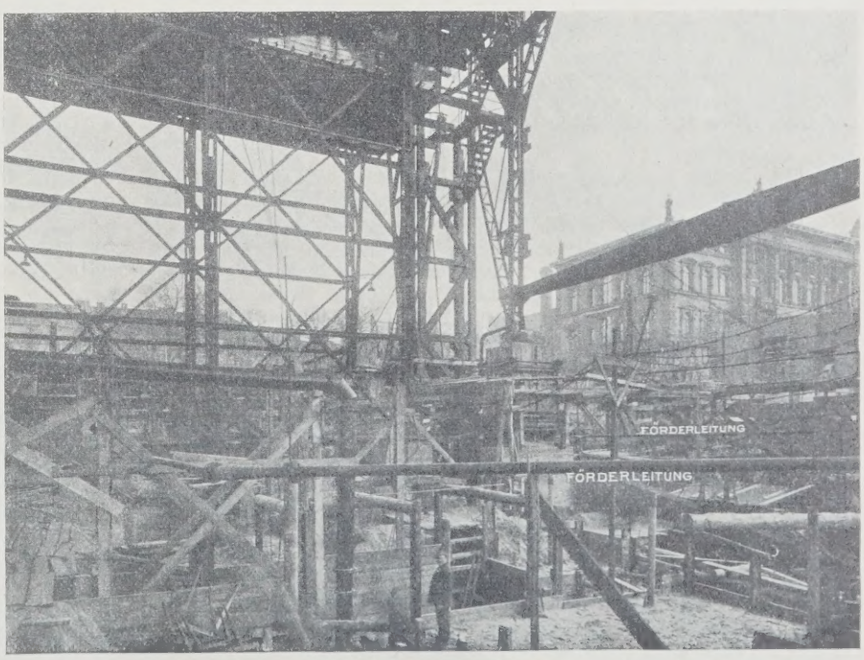


Abb. 10. Vortrag Fraenkel: Pneumatische Betonförderung beim Neubau des Opernhauses in Berlin. Gesamtansicht der Baustelle mit zwei Förderleitungen.

auf eine Entfernung bis zu 120 m. Die Förderart wurde hier deshalb gewählt, weil bei der schwierigen Baustelle, die teilweise bis 16 m unter Gelände liegt, die Betonzufuhr mittels Loren sich besonders schwierig gestellt hätte und weil die Verwendung einer Gußbetonanlage — abgesehen von anderen Schwierigkeiten — bei Frost unmöglich gewesen wäre. Die Anlage hat bisher etwa 2000 m³ Beton gefördert. Das Material wird als Stampfbeton verarbeitet. Die vor einiger Zeit angestellten Druckproben zeigten eine sehr befriedigende Festigkeit.

Ferner ist im Januar ds. Js. eine Anlage auf der Zeche Lohberg durch die Firma Schlüter zur Ausbetonierung eines Stollens mit rd. 40 bis 50 cm starkem Eisenbeton in Betrieb gesetzt worden.

Die Erfahrungen bei diesen Baustellen beweisen, daß die pneumatische Betonförderung in vielen Fällen anderen Betonierungsverfahren vorzuziehen ist. Die weitere Verwendung des Verfahrens wird ebenso wie seinerzeit beim Torkret-Beton-Spritzverfahren ergeben, welche sonstigen Anwendungsmöglichkeiten es dem Ingenieur bietet.

Den letzten Vortrag der Tagung hielt Oberingenieur Kisse der Bayerischen Stickstoffwerke über

„Neuerungen im Bau von Eisenbetonmasten".

Er führte nach einer Besprechung der bekanntesten Maste aus, wie erst die neueren „Vorschriften für die Errichtung und den Betrieb elektrischer Starkstromanlagen" gestatten, von den für den Hochbau sonst maßgebenden Bestimmungen abzusehen, und lediglich die dreifache Nutzlast als Bruchlast verlangen.

Die Leitungen zur Übertragung elektrischer Energie gliedern sich:

1. in die für große Entfernungen bestimmten Leitungen mit Spannungen über 100000 und zurzeit bis zu 380000 V,
2. in die Hauptverteilungsleitungen mit Spannungen von 20000 bis 60000 V,
3. in die Ortsnetzleitungen mit Spannungen bis 20000 V.

Für die erste Gruppe dürften nach der Ansicht des Vortragenden auch in Zukunft wohl ausschließlich eiserne Gittermaste verwendet und Eisenbetonmaste kaum brauchbar oder wettbewerbfähig werden. Die 20000- bis 60000-V-Leitungen bedingen schon einen erheblich höheren Bedarf an Masten, und zwar insbesondere solcher gleicher Bauart; sie sind auch bisher schon das Hauptgebiet der Eisenbetonmaste gewesen, die hier Eisen und Holz mit Erfolg verdrängt haben.

Weniger Eingang gefunden hat der Eisenbetonmast bei der letzten Gruppe der Ortsnetzleitungen, obschon gerade diese — die den größten Bedarf hat — ein besonders dankbares Feld böte. Wenn bei der ersten Gruppe die Größe der Maste der Anwendung des Betons hindernd im Wege steht, so liegt bei den Masten für Ortsnetze die Schwierigkeit darin, das leichte Gewicht und den geringen Preis der getränkten Holzmaste zu unterbieten. Bei der heutigen Kapitalnot, in der oft nicht auf die Wirtschaftlichkeit in Jahrzehnten, sondern nur auf den Beschaffungspreis Rücksicht genommen werden muß, kann der Hauptvorteil der Eisenbetonmaste, ihre lange Lebensdauer, sich nicht nach Gebühr auswirken.

Nachdem — wie oben mitgeteilt — die neuen Vorschriften auch hierin eine Besserung zu bringen versprechen, war es wichtig, einen Typ zu schaffen, dem gewisse bisherige Schwächen der Eisenbetonpfähle fehlen und der ebenso wie der Holzmast einerseits, wie Betonrohre, Platten, Pfosten, Mastfüße anderseits zur Handelsware werden kann.

Gegenüber der jetzt für Eisenbetonmaste geforderten dreifachen Sicherheit haben eiserne Gittermaste gewöhnlich nur eine $1^1/_2$- bis 2fache Sicherheit. Das hat zur Folge, daß bei einem Bruch der Leitungen diese Gittermaste meist gleichfalls in einer ganzen Reihe zu Bruch gehen, besonders weil sie wegen ihrer großen Breite im Verhältnis zur Höhe nur eine geringe elastische Abbiegung vertragen und dadurch nicht imstande sind, auftretende Stöße elastisch aufzunehmen. Hierzu ist der fabrikmäßig hergestellte Eisenbetonmast viel besser imstande. Bei den genannten hohen Beanspruchungen sind besonders die Spannungen aus den Biegungs- und Querkräften zu berücksichtigen, die beim Fördern und Aufstellen auftreten. Es ist Grundbedingung, daß jeder Mast sich sowohl bei Auflagerung auf zwei Punkten frei ohne Überbeanspruchung trägt, als auch, daß er sich im eigenen Schwerpunkte fassen und anheben läßt. Er muß ferner eine solche Biegefestigkeit besitzen, daß diese Beanspruchungen nach jeder Querschnittsrichtung aufgenommen werden können.

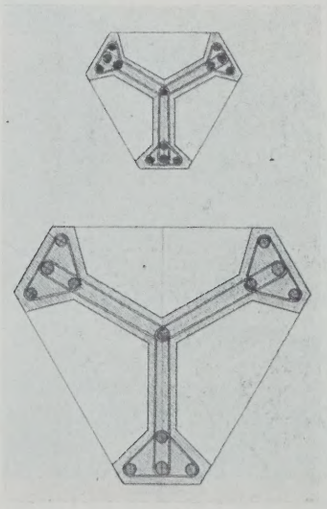


Abb. 11. Mastquerschnitte.

Diese Überlegungen haben den Vortragenden zur Konstruktion des nach ihm genannten Kisse-Mastes geführt, von dem Abb. 11 einen Querschnitt, Abb. 12 die Ansicht des Pfahles einer 50000-V-Leitung darstellt, während in Abb. 13 das leichte Besteigen eines Mastes während der Aufstellung und in Abb. 14 der große Unterschied gezeigt wird zwischen dem schlanken Eisenbetonmast und dem ihm gegenüber schwerfällig wirkenden eisernen Gittermast.

Alsdann gab Oberingenieur Kisse Einzelheiten der statischen Berechnung, der graphischen Untersuchung und einfacher tabellenförmiger Ermittlung der Einzelquerschnitte, Zusammensetzung der Längsbewehrung, Ermittlung der Querkräfte und wies ferner nach, daß mit einer Schalungstype sämtliche Spitzenzüge von 100 bis 10000 kg und mehr sich herstellen lassen, was überhaupt erst einen Fabrikbetrieb ermöglicht.

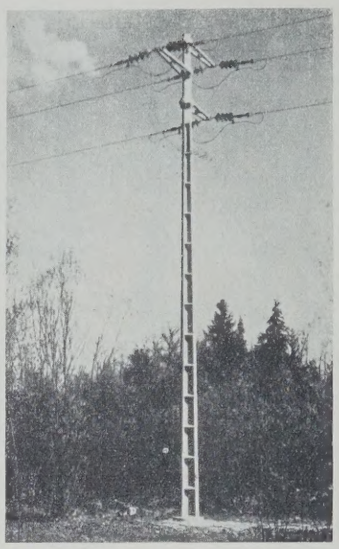


Abb. 12. Abspannmast der 50000-V-Leitung Trostberg—Schalchen.

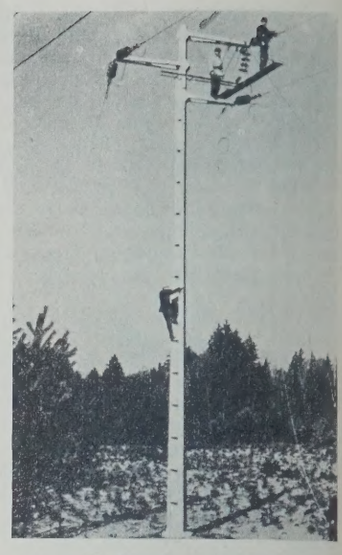


Abb. 13. Montage des Abspannmastes einer 50000-V-Leitung, beachtenswert das leichte Besteigen ohne Kletterschuhe.

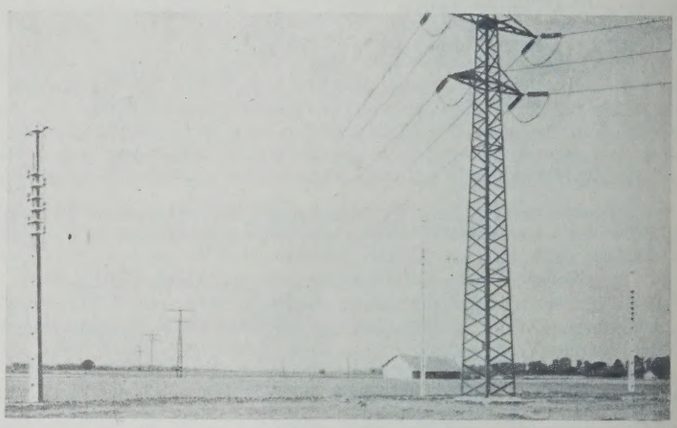


Abb. 14. Kreuzung einer 100000-V-Leitung, zwei Abspannmaste, 1 Tragmast. Bemerkenswert der Unterschied des schweren Eisengittermastes und des schlanken Eisenbeton-Kisse-Mastes.

Weiterhin wurde in einer Reihe von Bildern die Herstellung der Maste in allen Einzelheiten gezeigt, und neben einer Anzahl von Leicht- und Kleinmasten auch verschiedene Sondertypen, wie Kreuzungs-, Abspann-, A-, Licht- und Bahnmaste sowie Bilder einer 50000-V-Leitung der Bayer. Stickstoffwerke vorgeführt, wobei Maste bis zu 28 m Höhe und 1150 kg Netto-Spitzenzug Verwendung fanden. Ki.

Der Großschiffahrtweg von den Großen Seen durch den St. Lorenzstrom. Die Schiffahrt auf dem St. Lorenzstrom vom Ontario-See bis Montreal wird jetzt dadurch ermöglicht, daß an einzelnen Stellen die Fahrrinne bis auf 4,27 m künstlich vertieft ist und daß Umgehungskanäle an den Stromschnellen angelegt sind. Von Montreal abwärts ist das Fahrwasser auf 9,15 m ausgebaggert, und Arbeiten, durch die eine 10,67 m tiefe Fahrrinne geschaffen werden soll, sind im Gange. Die Fertigstellung des Welland-Kanals, der die Landzunge zwischen Ontario- und Erie-See durchbricht, bringt den Ontario-See in Verbindung mit den anderen großen Seen Nordamerikas; damit aber durchgehende Schiffahrt für Seeschiffe zwischen Duluth am Lake Superior und Chicago am Michigan-See einerseits und der Mündung des St. Lorenzstromes und damit dem freien Meer anderseits möglich wird, bedarf es noch des Ausbaues der 295 km langen Strecke des St. Lorenzstromes oberhalb Montreal. Pläne für diesen Ausbau bestehen seit Jahren, ihre Durchführung begegnet außer technischen Schwierigkeiten auch noch solchen politischer Art, weil der St. Lorenzstrom die Grenze zwischen den Vereinigten Staaten und Kanada bildet, und keines dieser Länder kann daher etwas ohne das andere tun. Beide haben daher einen gemeinschaftlichen Ausschuß zur Erörterung der einschlägigen Fragen eingesetzt, und dieser hat wiederum einen Unterausschuß von sechs Fachleuten beauftragt, einen Plan für den Ausbau des St. Lorenzstromes zu einer für Seeschiffe befahrbaren Wasserstraße auszuarbeiten. Dieser Unterausschuß hat kürzlich seinen abschließenden Bericht vorgelegt, und die beiderseitigen Regierungen haben ihn gegen

Ende des Jahres 1926 veröffentlicht. Er sollte im Dezember von den amerikanischen Mitgliedern des gemeinschaftlichen Ausschusses begutachtet und dem Präsidenten Coolidge vorgelegt werden.

Der Entwurf sieht eine fahrbare Wassertiefe von 7,5 m auf die ganze Länge der Schiffahrtstraße vor. Mit ihrer Schaffung soll zugleich die Gewinnung von Energie erreicht werden; es können dabei 2,6 bis 2,7 Mill. PS erzeugt werden. Je nachdem, ob der Plan im ganzen auf einmal oder in zwei Stufen durchgeführt wird, werden die Kosten auf 394 oder 423 Mill. Dollar, ohne Zinsen während der Bauzeit, geschätzt. Für wirtschaftlich richtig wird es bezeichnet, erst nur einen Teil der Wasserkraftwerke zu errichten. Der erste Ausbau würde sich auf etwa 1,4 Mill. PS zu erstrecken haben. Nachdem aber die jetzt ausgearbeiteten Planungen ganz durchgeführt sein werden, bleiben immer noch 2,5 Mill. PS unausgenutzt, die später mit einem Aufwande von etwa 225 Mill. Dollar nutzbar gemacht werden könnten. Bei vollständigem Ausbau wären also 5 Mill. PS verfügbar, für die 620 bis 650 Mill. Dollar aufzuwenden sein würden. Ob es selbst dem reichen Amerika möglich sein wird, einen so ungeheuren Betrag aufzubringen, darf zweifelhaft sein.

Die neuen Planungen stützen sich auf Vorarbeiten, die schon im Jahre 1921 aufgestellt worden sind und die ebenfalls eine 7,5 m tiefe Schiffahrtstraße zwischen dem Ontario-See und Montreal und daneben die Gewinnung von 1,5 Mill. PS mit einem Aufwande von etwas über 250 Mill. Dollar vorsahen. An erster Stelle sind bei ihrer Aufstellung die Belange der Schiffahrt berücksichtigt worden, wirtschaftliche Gründe zwingen aber dazu, bei Ausbau der Schiffahrtstraße auch auf die Gewinnung von Energie bedacht zu sein.

Die Leistungsfähigkeit der neuen Schiffahrtstraße soll zunächst 16 Mill. t im Jahre betragen. Durch Verdoppelung der Schleusen kann sie auf 24 Mill. t gesteigert werden. Man erwartet, daß die Schiffahrt etwa sieben bis acht Jahre, nachdem die Bauarbeiten ernsthaft in Angriff genommen sein werden, für Schiffe, die ein Fahrwasser von 7,5 m Tiefe brauchen, wird eröffnet werden können. Wkk.

Ankündigungsbaken für Eisenbahn-Vorsignale. Um dem Lokomotivführer ein wirksames Zeichen zu geben, daß er sich einem Vorsignal nähert, werden neuerdings, außer der bereits seit einigen Jahren eingeführten Merktafel (Abb. 1), Ankündigungsbaken verwendet. Sie werden auf den Hauptbahnen der Deutschen Reichsbahn vor allen Vorsignalen aufgestellt, die zu Einfahr- und Blocksignalen sowie den auf der freien Strecke stehenden Deckungssignalen gehören.

Die Ankündigungsbaken bestehen aus Holztafeln, die dem Zuge entgegen auf weißem Grunde schwarze Querstreifen zeigen, die von links nach rechts ansteigen. Dabei zeigt die dem Vorsignal am nächsten stehende Bake einen Querstreifen und die von ihm am weitesten entfernt stehende so viel Querstreifen, als Baken verwendet sind. Die Rückseiten der Tafeln erhalten grauen Anstrich.

In der Regel sollen drei Baken hintereinander aufgestellt werden. Diese Zahl darf ausnahmsweise auf fünf erhöht werden, wenn besondere örtliche Verhältnisse dies erfordern.

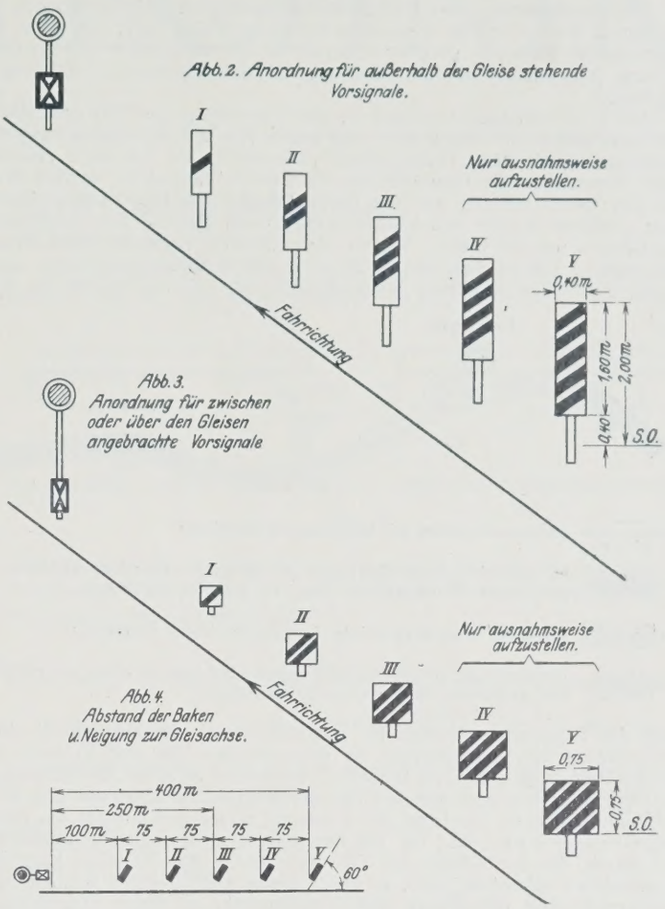
Abb. 2 zeigt Form und Abmessungen für Baken außerhalb von Gleisen. Müssen sie zwischen Gleisen aufgestellt werden, dann geschieht dies mit Rücksicht auf die Umgrenzung des lichten Raumes nach Abb. 3. Die mit 0,75 m vorgeschriebene Breite der Tafeln darf in diesem Falle auf 0,70 m eingeschränkt werden.

Die Baken werden rechts vom Fahrgleis, für das sie gelten, und tunlichst nahe an diesem mit einer Neigung von 60 ° aufgestellt. Ihr Abstand beträgt unmittelbar vor dem Vorsignal 100 m, sonst 75 m (Abb. 4). Diese Entfernungen sollen auch eingehalten werden, wenn die Raumverhältnisse beschränkt sind. Jedoch darf zwischen dem Vorsignal und den Baken kein Hauptsignal stehen. Wo zwischen Vorsignal und einem Hauptsignal der nötige Raum für die Baken fehlt, ist zugelassen, das Vorsignal an das zugehörige Hauptsignal heranzurücken.

Auch sollen Geschwindigkeitstafeln, Langsamfahrsignale, Haltescheiben und dergl. zwischen dem Vorsignal und den Ankündigungsbaken tunlichst nicht aufgestellt werden. Wo sich dieses in besonders gearteten oder dringenden Fällen nicht umgehen läßt, müssen die Tafeln so gestellt werden, daß sie die Wirksamkeit der Baken nicht beeinträchtigen. Damit diese auch im übrigen gewahrt bleibt, müssen die Baken dauernd in gutem Anstrich erhalten werden und in ihrer nächsten Umgebung von Sträuchern, Ginstern, Unkraut u. dergl. frei sein.

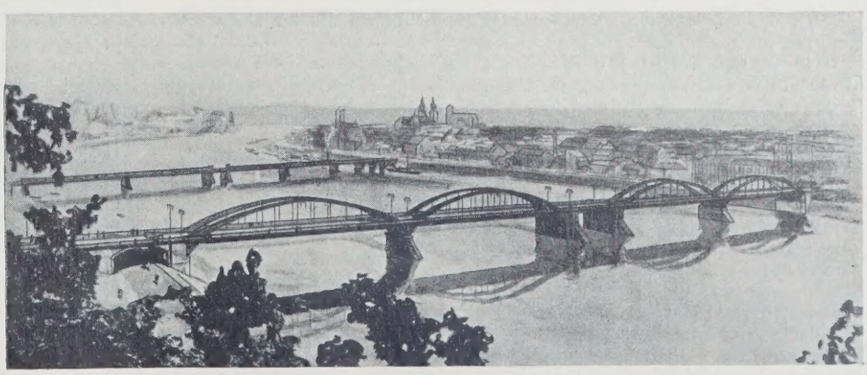
Ing. Karl Becker, techn. Reichsbahninspektor, Darmstadt.

Abb. 1. Vorsignal mit Merktafel.



Ergebnis des internationalen Wettbewerbs für die feste Straßenbrücke über den Niemenfluß in Kowno, Litauen. Für diesen Wettbewerb wurden bis zum 1. Februar 1927 etwa 15 Entwürfe eingereicht. Die preisgekrönten und angekauften Entwürfe rühren von den nachbenannten Verfassern her: erster Preis von 15 000 Lit. (= 6300 R.-M.): Skodawerke, Pilsen, Tschechoslowakei; zweiter Preis von 9000 Lit. (= 3800 R.-M.): Ceskomoravská-Kolben A.-G., Prof. Ing. G. Kriwoschein und Architekt B. Hübschmann, Prag, Tschechoslowakei; dritter Preis von 6000 Lit. (= 2500 R.-M.): Siemens-Bauunion, Berlin; angekauft für 6000 Lit. (= 2500 R.-M.): Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf.

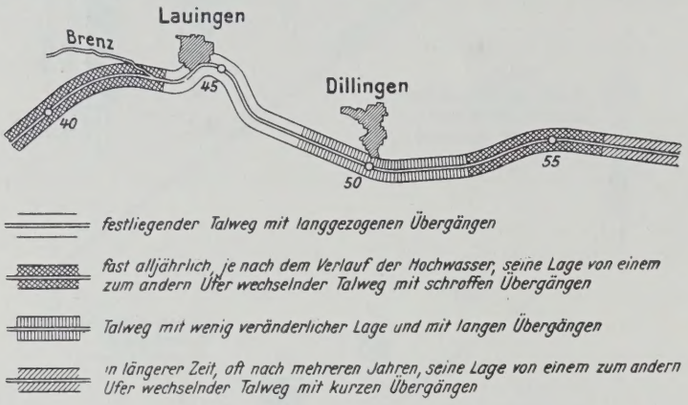
Ein Bild des mit dem zweiten Preise bedachten Entwurfs verdanken wir Prof. Ing. G. Kriwoschein (s. Abb.).



Straßenbrücke über den Niemenfluß in Kowno, Litauen.

Die Bestimmung von Flußbettveränderungen. Ministerialrat a. D. Dr. Eduard Faber hat zu meinem in der „Bautechnik" 1927, Heft 47 u. 49, erschienenen Aufsatze gleicher Überschrift in mündlicher Unterredung Stellung genommen und die Anregung zu nachfolgenden Ausführungen gegeben.

Auf S. 700 meines Aufsatzes ist die Darstellung des Talweges durch den „schematischen Talwegplan" und auf S. 721 u. f. die Darstellung der Kiesbänke durch den „Kiesbankplan" behandelt. Da bei dem ersteren nicht unmittelbar die Grundrißform des Flusses dargestellt werden kann und bei dem letzteren auf die Unmöglichkeit des Ineinanderzeichnens einer größeren Anzahl von Kiesbankplänen zum Zwecke des Vergleiches hingewiesen werden mußte, können diese beiden Verfahren nicht immer befriedigen. Faber hat nun noch eine andere Darstellungsweise angewandt, die in der Abbildung wiedergegeben ist. Er untersuchte im Auftrage des Bayerischen Vereins für Binnenschiffahrt die Möglichkeit einer Verbesserung der Schiffahrtrinne in der zwischen Ulm und Kelheim mit Durchstichen stark gekürzten Donau[1]). Anlehnend an seine Beobachtungen am Oberrhein bezogen sich die Untersuchungen zunächst auf den Grad der Veränderlichkeit der Lage des Talweges, sowie auf die Art der Übergänge von Ufer zu Ufer. Da die Formung des beweglichen Flußbettes und damit die Ausbildung des Talweges durch die jeweilige Lage des Stromstriches beherrscht wird, so wurde dieser nach den bis ins Jahr 1874 zurückreichenden Aufnahmen der Flußbauämter in einen Grundrißplan eingezeichnet. Danach wurde das Verhalten des Stromstriches und damit auch das Verhalten des Talweges nach vier Abstufungen gekennzeichnet, wie dies die Abbildung erkennen läßt, die ein Ausschnitt aus Blatt IV der Donau-Denkschrift 1905 ist.



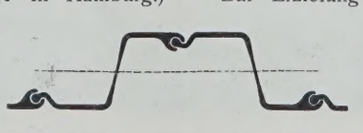
Diese Darstellungsweise zeigt, daß der Talweg im allgemeinen um so veränderlicher ist und um so schroffere Übergänge besitzt, je stärker der Flußlauf mit Durchstichen gekürzt und begradigt wurde. Weiterhin ergab sich, daß zwischen den geraden oder schwach gekrümmten Donaustrecken eine größere Anzahl S-förmig gewundener Strecken besteht, die in ihren Ausmaßen der Natur des Flusses derart entsprechen, daß der Stromstrich in diesen Windungen eine beharrende — nur durch den Wechsel der Wasserstände beeinflußte — Leitung findet, wodurch dann auch der Talweg gut ausgebildet wird. In meinem Aufsatze ist auf S. 699 als Beispiel eines Talwegplanes ein Stück der Donau bei Lauingen wiedergegeben, wobei die Ursache für den auf S. 700 und 701 beschriebenen Wechsel in der Ausbildung des Flußbettes in der Beschaffenheit des Flußbettuntergrundes gesucht wurde. Faber dagegen schreibt auf Grund seiner von der Grundrißform des Flusses ausgehenden Untersuchungen über das Verhalten des Stromstriches dies allein der Grundrißform der Donau bei Lauingen zu. In den Donauschriften 1903 und 1905 wird die Ausbildung des Donaubettes an diesen Stellen eingehend besprochen und gesagt, daß die bei Lauingen vorhandene S-förmige Windung dem Stromstrich eine beharrende Lage zu geben vermag, die er auch in der nachfolgenden geraden Strecke noch auf eine gewisse Länge beibehält. Als ein Hauptergebnis der vorbezeichneten Untersuchungen ergab sich auch, daß sich in der Donau die gleichen Erscheinungen finden, wie sie im Oberrhein in der S-förmig gewundenen Strombahn bei Sondernheim-Dettenheim vor der Rheinregulierung bestanden haben. Düll.

[1]) „Studien über die Verbesserung der Schiffbarkeit der Donau von Kelheim bis nach Ulm". Berlin-Grunewald 1903. Verlag von A. Troschel. S. 10 bis 20 und Tafel I, II u. III. — Diese Veröffentlichung fand Aufnahme in der 1905 im Verlag von R. Oldenbourg in München erschienenen Donau-Denkschrift (S. 70 bis 73 und Blatt IV, V u. VI).

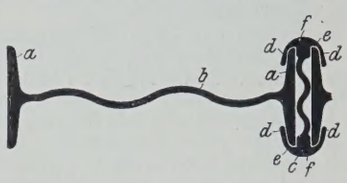
Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

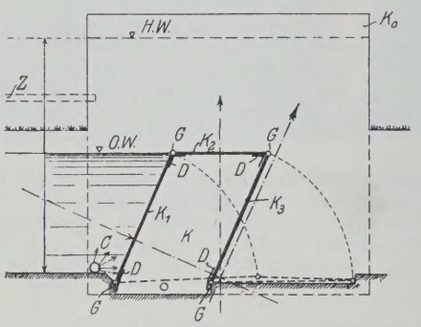
Spundwand aus Z-Eisen. (Kl. 84c, Nr. 434 205 vom 25. 11. 1924 von Firma Wessels & Wilhelmi in Hamburg.) — Zur Erzielung günstigeren Stoffaufwandes in den Stegen werden die Stege der Z-Eisen, deren Flanschen mit der Mittelachse der Spundwand gleichlaufen, so ausgebildet, daß ihre Dicke von der Mittelachse nach den Flanschen hin gleich- oder ungleichmäßig zunimmt.



Spundwand aus H-Eisen. (Kl. 84c, Nr. 437 523 vom 19. 7. 1923 von Eduard Le Bas und Ernest Albert Garratt in London.) — Zur Erhöhung der Knickfestigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen windschiefes Einstellen der Flanschenpaare wird das Abschlußglied *c* zwischen den mit Flanschen *a* und wellenförmigem Steg *b* versehenen Spundwandabschnitten I-förmig ausgebildet und mit Flanschen *d* versehen, die umgebogen werden, um die Nuten *e* zur Aufnahme der Flanschen *a* zu bilden, der wellenförmige Steg *k* des Abschlußgliedes besitzt parallele verdickte Schultern *f*.



Wehranlage. (Kl. 84a, Nr. 426 420 vom 30. 5. 1923 von Dipl.-Ing. Edmund Groh in Zittau i. Sa.) — Der Wehrkörper *K* hat den Querschnitt eines Parallelogramms und besteht aus den um Gelenke *G* drehbaren Seitenwänden K_1, K_3 und der an deren oberen Enden angelenkten wagerechten Wand K_2; bei der Schwenkung der Wände K_1 und K_3 wird K_2 parallel zum Wehrboden bewegt. Das Stauwasser drückt den Wehrkörper *K* flußabwärts, soweit nicht der im Innern des Wehrkörpers von der Kammer K_0 oder von der Uferkammer über die Leitung *Z* erzeugte Druck dies verhindert. Durch entsprechende Höhenlage der Uferkammer und auch des Querschnitts der Zuleitung *Z* zur Kammer K_0 wird die Stauhöhe selbsttätig geregelt. Die Gelenke des Wehrkörpers sind durch Leder oder Gummistreifen *D* abgedichtet.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Rempp, bisher bei der Oberbetriebsleitung West in Essen, zur R. B. D. Altona, Beer, bisher bei der R. B. D. Altona, zur Oberbetriebsleitung West in Essen, Ammer, bisher bei dem Reichsbahn-Neubauamt Stuttgart, zum R. B. A. 1 Hagen (Westf.), Wolfgang Köhler, bisher bei der R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), als Vorstand zum R. M. A. Schneidemühl, Gräfe, Vorstand des R. M. A. Schneidemühl, als Vorstand zum R. M. A. Limburg (Lahn), Sassenfeld, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Mülheim-Speldorf, als Vorstand zum R. M. A. Gleiwitz, Drissl, Vorstand des R. M. A. Würzburg, als Vorstand zur Reichsbahn-Materialbeschaffungsinspektion München und Mayrwieser, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Neuaubing, zur R. B. D. München, Reichsbahnamtmann Henkel, Vorstand des Vermessungsbureaus der R. B. D. Erfurt, als Vorstand zum Vermessungsbureau der R. B. D. Berlin sowie der Reichsbahnbaumeister Opitz, bisher beim R. Z. A., zur R. B. D. Berlin.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnrat Brück, bisher bei der R. B. D. Karlsruhe, und die Reichsbahnamtmänner Rechnungsrat Paul Jahn, Rechnungsrevisor beim Prüfungsamt der R. B. D. Essen, Sprockhoff, Rechnungsrevisor beim Prüfungsamt der R. B. D. Breslau, Rupert, Vorstand des R. B. W. in Gießen, und Joseph Häfner, Leiter der Station München-Süd.

Ausgeschieden: Reichsbahnbaumeister Dr.-Ing. Johannes Schulz, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Beuthen (Oberschles.), auf seinen Antrag.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Schirmer, Mitglied der R. B. D. Münster (Westf.).

Preußen. Versetzt: der Regierungsbaurat (W.) Wilhelm vom Bauamt für die Regulierung der unteren Oder in Greifenhagen nach Glindenberg, Bezirk des Kanalbauamts in Magdeburg; — der Regierungsbaumeister (W.) Roloff vom Neubauamt Kanalabstieg in Magdeburg an das Kanalbauamt in Neuhaldensleben.

Überwiesen: der Regierungsbaumeister (W.) Baus vom Kanalbauamt in Magdeburg dem Neubauamt Kanalabstieg daselbst.

Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst sind überwiesen: die Regierungsbaumeister (W.) Witt dem Wasserbauamt in Kiel und Möhlmann dem Staubeckenbauamt in Ottmachau.

Die Staatsprüfung hat bestanden: der Regierungsbauführer Walter Höft (Wasser- und Straßenbaufach).

INHALT: Silizium-Baustahl aus dem Siemens-Martin-Ofen. — Der Wasserkraftausbau in Baden. (Schluß.) — Die Böschungsrutschungen im Rosengartener Einschnitt der Eisenbahnlinie Berlin-Frankfurt (Oder). (Schluß.) — Über Pfahlrammung im Tonboden. — Vermischtes Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Entwässerungskanal „Gran Colector" in Argentinien. — 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. (Schluß.) — Großschiffahrtsweg von den Großen Seen durch den St. Lorenzstrom. — Ankündigungsbaken für Eisenbahn-Vorsignale. — Ergebnis des internationalen Wettbewerbs für die feste Straßenbrücke über den Niemenfluß in Kowno, Litauen. — Bestimmung von Flußbettveränderungen. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 22. April 1927. Heft 18

Alle Rechte vorbehalten.

Die eiserne Hohlschwelle mit starrer Schienenbefestigung.

Von Prof. Dipl.-Ing. Dr. **Alfred Birk,** Prag.

Seit einigen Jahren erregt die von dem sächsischen Finanz- und Baurat R. Scheibe erdachte Hohlschwelle besondere Aufmerksamkeit in den Fachkreisen. Ich habe die umfangreichen Dauerversuche, die an der Technischen Hochschule in Dresden mit dieser Schwelle und gleichzeitig mit einer eisernen Trogschwelle vorgenommen wurden, mehrere Wochen hindurch verfolgt; ich habe auch das Verhalten der Hohlschwelle im Betriebe auf einer Probestrecke bei Dresden, auf der verschiedene Schwellenformen verlegt sind, beobachten können; wenn diese Probe auch kein maßgebendes Urteil zuläßt, weil sie in sehr beschränktem Ausmaße stattfindet, so gewann ich doch aus ihr und den Anstaltsversuchen die Überzeugung, daß die Eisenbahnverwaltungen einen großen Fehler in betriebswirtschaftlicher Hinsicht begehen würden, wenn sie Scheibes Hohlschwellen und die von ihm daran geknüpften Vorschläge außer acht ließen. In dieser Schwelle liegt ein Grundgedanke, der einen wertvollen Weg zur Verbesserung der Wirtschaftlichkeit der Bahnerhaltung weist.[1])

Der Gedanke der Hohlschwelle ist der Berücksichtigung dynamischer Gesichtspunkte entsprungen. Die Theorie hat den Eisenbahnoberbau bisher nur statisch betrachtet; erst in neuerer Zeit sucht man in die Frage, welchen Einfluß die Geschwindigkeit der Lastbewegung auf die Formänderungen des Oberbaues äußert, durch Wissenschaft und Ausübung näher einzudringen.[2]) Die Schwierigkeiten, in diesem Sinne die Größe der angreifenden Kräfte, die Erreger ihrer Veränderlichkeit und die wechselseitigen Beziehungen zwischen Gleis und Fahrbetriebsmittel zu erforschen, sind bedeutend, schon deshalb auch, weil es noch immer an geeigneten Vorrichtungen für dynamische Messungen fehlt. Mangeln uns also noch theoretische Grundlagen zur genauen Erkenntnis der Erscheinungen, so sind uns doch diese selbst ihrer Wirkung nach nicht fremd; wir erkennen die Äußerungen der Stoßdrücke der bewegten Lasten an der raschen Abnutzung aller Verbindungsteile bei der Schienenbefestigung und bei den Stoßverbindungen, an der unruhigen Lage der Schwellen, an der Zerstörung der Bettung, an der Abnutzung der Baustoffe des Gleises usw. Insbesondere tritt bei der Schienenbefestigung und bei dem Schienenstoß starker Verschleiß der Bauteile auf. Die Hohlschwelle von Scheibe erstrebt nun eine wesentliche Verbesserung der Verhältnisse durch die Umwandlung aller auf sie einwirkenden Betriebserschütterungen und Wärmeveränderungen in eine Biegungsarbeit ihrer Querschnittform und durch die vollständige Überleitung aller auf die Schiene ausgeübten Beanspruchungen in die Schwelle.

Die Form der Hohlschwelle Scheibes zeigt Abb. 1. Sie nutzt die Federkraft des Eisens aus, verleiht also der Eisenschwelle eine Eigenschaft, die wohl der Holzschwelle, nicht aber der üblichen Eisenschwelle in Trogform zukommt; bei dieser wird im wesentlichen nur die Biegungsfestigkeit des Eisens verwertet. Der Querschnitt der Hohlschwelle erfährt durch die auf sie einwirkenden Stöße und Drücke kleine vorübergehende Formänderungen, die auf den Zusammenhang des Gleises ohne Einfluß bleiben, verzehrt sie und macht sie unschädlich in bezug auf die Abnutzung der Befestigungsteile; es wird also durch die Schwellenform erreicht, was durch die Anwendung elastischer Einlagen zwischen Schiene und Schwelle erstrebt wird. Da die Hohlschwelle mit Bettungsstoff gefüllt wird, so besitzt sie auch ein großes Gewicht, das schon an und für sich eine ruhigere Lage der Schwelle im Schotterbett sichert. Ein weiterer Vorzug der Hohlschwelle ist ihre tiefe Lage im Bettungskörper, durch die im Verein mit der günstigen Form und Breite der druckübertragenden Fläche die Geschlossenheit der Druckfläche auf die Unterbaukrone schon bei geringerer Bettungsstärke, als der bei Holz- und Trogschwellen erforderlichen, erreicht wäre (vergl. Abb. 2).

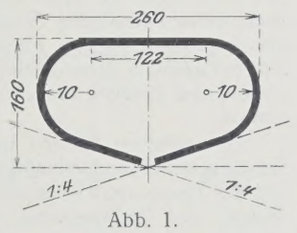


Abb. 1.

Die nachfolgende Übersicht gibt Aufschluß über die statischen Verhältnisse und die Gewichtsverhältnisse der Hohlschwelle im Vergleich zu

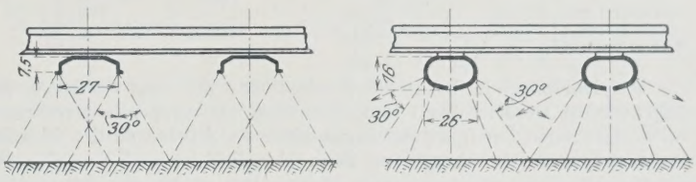


Abb. 2.

einer Holzschwelle, zu der (bei den Dauerversuchen in Dresden benutzten) Trogschwelle mit Längsrippen und zu der schwereren Schwelle des neuen deutschen Reichsoberbaues (Abb. 3).

Übersicht.

Schwelle	Länge m	Gewicht kg	Trägheitsmoment cm^4	Widerstandsmoment cm^3	Bemerkung
Hohlschwelle Scheibe	2,70	102*)	1534	178	*) Mit Schotterfüllung 232 kg.
Trogschwelle mit Längsrippen	2,70	62	160	31	Versuchschwelle.
Schwelle des neuen Reichsoberbaues . .	2,50	79,7	339	49	
Holzschwelle 26 × 16 cm	2,50	80	8878	1109	

Hierzu sei bemerkt, daß die beiden Versuchschwellen die bisher für Hauptbahnen vorgesehene Schwellenlänge von 2,70 m hatten, daß aber bei den künftigen Schwellen des deutschen Reichsoberbaues diese Länge „als über das notwendige Maß hinausgehend“ verlassen worden ist — ein Beschluß, dem aus wirtschaftlichen Gründen nur zugestimmt werden kann. Die Erfahrungen insbesondere mit den nur 2,4 m langen schweren Schwellen der badischen Staatsbahnen lassen diese Verminderung der Schwellenlänge unbedenklich erscheinen; auch Versuche, die in dieser Hinsicht durchgeführt wurden, z. B. von Cuënot, weisen darauf hin, daß bei sachgemäßer Unterstopfung der Schwellen die Länge von 2,7 m zu hoch gegriffen ist. Ich habe die wirtschaftlich so wichtige Frage: „Kurze oder lange Schwellen“ in der Schweiz. Bauztg. vom 29. August und 19. September 1925, weiter auch in der „Gleistechnik“ 1926, Heft 2 eingehend behandelt.

Als Hauptergebnis der Dauerversuche ist festzustellen, daß die Hohlschwelle im Vergleich zur Trogschwelle und auch für sich betrachtet, außerordentlich ruhig im Bettungskörper liegt. Während die durch Nachstopfen erzielte feste Lage der Trogschwelle im Steinbette schon nach 600 bis 700 Hammerschlägen wieder mangelhaft geworden war und die Steinschlagstückchen nach längerer Versuchsdauer ihre scharfen Kanten und Ecken zumeist eingebüßt hatten, war ein Nachstopfen der Hohlschwelle nach rd. 60 000 Schlägen noch nicht erforderlich geworden; bei dem Herausnehmen der Schwelle aus dem Steinschlagbette konnten Einzelstücke aus der Steinschlagoberfläche des nach dem Schwellenquerschnitt geformten Hohlraumes mit dem Finger nur unter Kraftaufwand ausgebrochen werden; die Schwelle war demnach mit dem Steinschlage stets in Berührung geblieben. Eindrückungen der Hohlschwelle in die Bettung konnten nicht festgestellt werden; dagegen zeigte die Trogschwelle nach 14 850 Schlägen bei einem Schlagmoment von 12,1 kgm eine Eindrückung von 19,1 mm, also von durchschnittlich 0,01 mm für 100 Schläge und 1 kgm Schlagmoment. Die Befestigung der Schiene war bei der Hohlschwelle nach 63 000 Hammerschlägen noch so fest wie anfänglich, während bei der Trogschwelle innerhalb der gleichen Versuchsdauer die Schraubenmuttern zehnmal nachgezogen werden mußten und dreimal ein völliges Schlottern der Verbindung eingetreten war. Der Verlust an Gewicht der Verbindungsteile — Hakenzapfenplatte, Klemmplatte und Spannplatte der Trogschwelle, Klemmplatten der Hohlschwelle — durch Abnutzung ist bei der Hohlschwelle zu rd. $^1/_3$ des Verlustes bei der Trogschwelle ermittelt worden, wie die nachstende Zusammenstellung 1 zeigt.

[1]) In der Schweiz. Bauztg. vom 22. Juli 1922 habe ich ausführlich über die Dauerversuche in Dresden berichtet.

[2]) Vergl. Dr. Sallers Abhandlungen im Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1922, Heft 6 und 1926, Heft 8. Weiter: Dr.-Ing. Dreyer, Beiträge zu einer dynamischen Theorie des Eisenbahnoberbaues. München 1925.

Zusammenstellung 1.

Gewichtsverluste der Befestigungsteile

Schlagzahl	Trogschwelle: Hakenzapfenplatte	Trogschwelle: Klemmplatte	Trogschwelle: Spannplatte	Trogschwelle: Gewichtsverlust zusammen in %	Hohlschwelle: Zwei Klemmplatten neuer Form	Hohlschwelle: Gewichtsverlust in %
19 500	13,5 g	1,6 g	0,5 g		4,6 g	0,12
		15,6 g		0,34		
49 000	22,4 g	6,3 g	1,6 g		9,6 g	0,26
		30,3 g		0,66		
Gewicht der Befestigungsmittel im neuen Zustande	3355,5 g	1028,3 g	152,3 g	4536 g	3641,6 g	

Die Hohlschwelle kann die Betriebstöße, die vom Schienenkopfe aufgenommen werden, durch ihre Federkraft nur dann voll verarbeiten, wenn diese Stöße durch die Befestigungsteile der Schiene an der Schwelle unvermindert in sie übergehen, wenn also Schiene und Schwelle gewissermaßen einen einzigen Körper bilden. Das ist bei den üblichen Befestigungsweisen nicht der Fall; hier werden die Verbindungsteile zur Verarbeitung mit herangezogen. Den Ausgangspunkt bieten die unvermeidlichen Spielräume in der Befestigungsanordnung; sie gestatten die gegenseitige Bewegung der Einzelteile als Rückwirkung der Angriffe, wodurch die Teile abgenutzt und die Spielräume vergrößert werden.

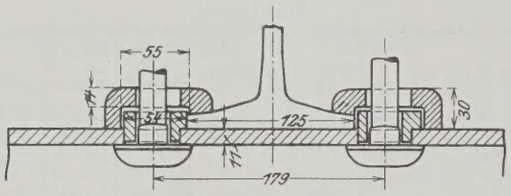


Abb. 3. Deutscher Reichsbahnoberbau *B*.

Die Lockerung schreitet vor, und zwar um so schneller, je mehr angreifbare und nachgebende Bestandteile vorhanden sind. Die neue Schienenbefestigung auf eiserne Querschwellen für die Deutsche Reichseisenbahn (Bauart *B*) sucht den aus diesen Erscheinungen sich ergebenden Folgerungen Rechnung zu tragen (Abb. 3). Das Wesentliche der Neuerung liegt hierbei im Fortfall der Hakenplatten, die „auf den Schwellen nicht festzuhalten sind und durch das unvermeidbare Spiel des Schienenfußes im Hakenhohlraume sowie durch die eigenen Bewegungen auf der Schwelle den Verfall des Gleises beschleunigen“.[3]) Der Schienenfuß ist durch Klemmplatten und Schrauben mit der Schwelle fest verbunden; er lehnt sich in seiner ganzen Dicke an ein Spurplättchen an, das mit breitem Zapfen in die Schwellendecke eingreift; die Klemmplatten sind stärker bemessen, als beim badischen Oberbau, der im übrigen als Vorbild diente; die Verbreiterung der Auflagefläche auf dem Schienenfuße und auf der Schwellendecke wird zur Verminderung der Abnutzung beitragen. Die Deutsche Reichseisenbahn nimmt auch großzügige Versuche mit dem Querrippenoberbau, den die Oldenburgischen Bahnen eingeführt haben, in Aussicht. Bei diesem Oberbau (Bauart *O*, Abb. 4) ist an Stelle einer eisernen Unterlagplatte ein dünnes Pappelholzplättchen verwendet und wird die Schiene durch Keilklemmplatten mittels Hakenschrauben gegen die dachförmig aus der Schwellendecke herausgepreßten Querrippen abgestützt. Der größeren Einfachheit des Oberbaues *O* steht bei einem Vergleiche mit Bauart *B* die Notwendigkeit größerer Sorgfalt bei seiner Verlegung gegenüber.

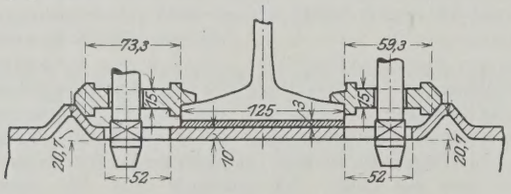


Abb. 4. Deutscher Reichsbahnoberbau *O*.

In der Fachwelt hat sich eine lebhafte Erörterung der Vor- und Nachteile der beiden Oberbauarten entwickelt; der Hinweis auf die günstigen Ergebnisse in Baden und Oldenburg wird nicht allgemein als stichhaltig anerkannt; der neue Reichsoberbau soll Betriebsverhältnissen und wirtschaftlichen Anforderungen entsprechen, die sich mit denen dort und hier nicht mehr voll decken; es werden — so heißt es — Mängel hervortreten, die nicht so bedeutend waren, um von der Beibehaltung eines im allgemeinen sich gut bewährenden Oberbaues abzusehen, die aber immerhin nicht unbeachtet bleiben dürfen, wenn es sich um die Einführung der Bauart als Norm handelt. Man ist auch nicht mit geschlossenen Augen an ihnen vorübergegangen, wie die Verbesserungen beim badischen Oberbau bezeugen, und wie auch der Umstand dartut, daß man dem Oldenburger Oberbau vorläufig und versuchsweise — allerdings großzügig — nähertritt, weil die früheren preußisch-hessischen Eisenbahnen mit der Keilklemmplatte nicht besonders gute Erfahrungen gemacht haben. Gewiß bieten die Befestigungsweisen Bauart *B* und *O* im Vergleich zu allen Vorläufern einen erhöhten Widerstand gegen zu schnelle Abnutzung und versprechen mithin auch eine längere Lebensdauer; aber sie bedeuten doch nur eine Verbesserung bestehender Befestigungen, beseitigen nicht ihren Grundfehler: die Möglichkeit der Bildung von Spielräumen zwischen den Befestigungsteilen. Eine weitgehende Vervollkommnung der Schienenbefestigung

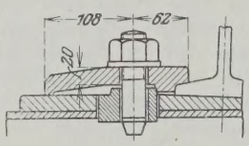


Abb. 5a.

kann nur auf einem neuen Wege erreicht werden. Einen solchen betritt Scheibe in seiner „starren“ Schienenbefestigung (Abb. 5).

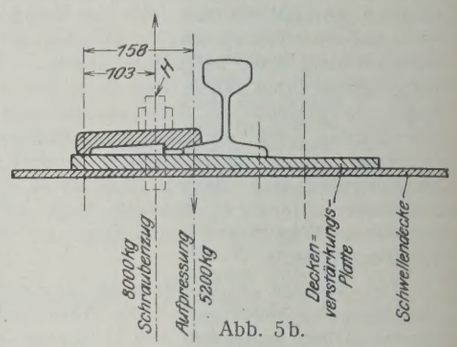


Abb. 5b.

Die „Starrheit“ der Befestigung wird dadurch herbeigeführt, daß die Hakenschraube mittels der als einarmiger Hebel wirkenden Klemmplatte den Schienenfuß kräftig auf die Schwelle preßt. Die Hakenschrauben haben 29 mm Durchmesser und 4,5 cm² Kernquerschnitt; ihre Fließgrenze liegt zwischen 11000 und 12000 kg Zug. Nach umfassenden Versuchen an der Technischen Hochschule in Dresden können zwei Mann mit einem 1,2 m langen Hebel durch acht Sechstelumdrehungen der Schraubenmuttern sicher und leicht einen wirksamen Schraubenzug von wenigstens 8000 kg erzeugen, entsprechend einer Muskelkraft des Arbeiters von 50 kg; bei Dauerleistungen darf man wohl nur mit 30 bis 40 kg rechnen, im vorliegenden Falle aber, wo es sich nur um jeweilig kurz andauernde Ausübung der Muskelkraft handelt, ist — wie die Beobachtungen bei den Versuchen gezeigt haben — 50 kg keine zu hochgehende Anforderung. Ein weiteres Steigen der Muskelanstrengung ist nicht unmöglich; sie ist aber nicht erforderlich. Der Zug von 8000 kg kann ohne Überanstrengung des Schraubenbolzens erzeugt werden. Diesem Schraubenzug entspricht ein Druck am Schienenfuß von $\frac{8000 \times 103}{158}$ = rd. 5200 kg. Der Schienenfuß wird daher auf jeder Schwelle mit rd. 10 t angepreßt. Wenn nun auch diese Befestigung Schiene und Schwelle nicht zu einem starren, also eigentlich idealen Körper verbinden kann, so fügt sie doch die beiden Gleisteile derart aneinander, daß sie den sie angreifenden Betriebsstößen und Drücken einheitlich, gemeinsam wie ein Körper entgegenwirken.

Die zwischen Schiene und Schwelle eingefügte Platte verstärkt die Schwellendecke und ermöglicht die Schrägstellung der Schiene; sie kann mit der Decke auch verschweißt werden, obwohl sie durchaus nicht die Mängel der Unterlagplatte bei der Trogschwelle besitzt, weil sie ja durch den hohen Schraubendruck mit der Schwelle untrennbar verbunden wird, also keine Eigenbewegungen machen kann, wie die Unterlagplatte bei der üblichen Schienenbefestigung.

Die Stöße auf die Schiene gehen also unvermindert durch die Befestigung hindurch bis in das Schwellenlager und werden durch die Federkraft der Schwelle verarbeitet; die Ursachen des selbsttätigen Rückganges der Schraubenmuttern fallen weg; die Schraubenspannung wird dauernd erhalten. Die beim Befahren auftretenden Gleislängskräfte erzeugen nur eine kleine, vorübergehende seitliche Verdrückung des Schwellenquerschnittes, aber keine Schienenlängswanderung; in dieser Erscheinung, die auf der Dresdener Versuchstrecke durch Meßvorrichtungen festgestellt worden ist, liegt der Beweis, daß hier wirklich eine — praktisch aufgefaßt — starre Befestigung besteht, die eine Verschiebung der Einzelteile des Gleises gegeneinander nicht zuläßt.

Die Anwendung der starren Befestigung ist natürlich auch bei der Trogschwelle möglich; sie wird aber bei ihr nicht die gleiche günstige Wirkung zur Folge haben, weil das Wesentliche der Scheibe-Bauart fehlt: die Federkraft der Schwelle. Die Stöße und Drücke werden schon in den Befestigungsteilen verarbeitet, werden also ihre Lockerung herbeiführen. Man sucht seit langem bei der Trogschwelle diesen Mangel

[3]) Reg.-Baurat Stierl, Eisenbahn-Zentralamt, Berlin: Oberbautechnische Aufgaben der Gegenwart. Verkehrstechn. Woche, Sonderausgabe, März 1923.

durch federnde Einlagen (Pappelholz-, Gewebeplättchen usw.) zwischen Schiene und Schwelle auszugleichen; aber diese Unterlagen können doch nie die federnde Schwelle, die Hohlschwelle, vollwertig ersetzen. Walzen und Rammen der Bettung geben der Trogschwelle eine ruhigere Lage im Bettungskörper; ein volles, sattes Aufliegen wird allerdings nicht leicht zu erreichen sein; setzt man es aber voraus, so bleibt doch die Tatsache bestehen, daß die Trogschwelle selbst bei starrer Befestigung die dynamischen Angriffe nicht in sich aufnimmt und verarbeitet, weil sie eben nicht federt, sondern sie an die Bettung weitergibt, die aber weniger federt als die Hohlschwelle und daher ihre ursprüngliche Gestaltung in, unter und neben der Trogschwelle verlieren wird. Die Versuche an der Dresdener Hochschule, bei denen die Bettung bezw. das Lager der Trogschwelle sorgfältig hergestellt war, zeigten deutlich und einwandfrei, wie rasch die regelmäßige Lagerung der Schotterkörner bei ihr aufgehoben wird.

Dürfen wir also mit vollem Rechte, nicht nur theoretisch, sondern auch praktisch, Schiene und Hohlschwelle bei starrer Schienenbefestigung als einen einheitlichen Körper betrachten, so ergibt sich ohne weiteres die Folgerung, daß sich auch Wärmeveränderungen in der Schiene durch die Klemmplatte, die Verstärkungsplatte und die Schwelle fortpflanzen und in die Schottermasse übergehen müssen. Der Untersuchung dieser insbesondere für die Stoßgestaltung ungemein wichtigen Frage dienten Versuche an der Technischen Hochschule in Dresden, deren Ergebnisse eine zweckdienliche Klärung bieten. Zu diesen Versuchen wurden zwei Schienenstücke von je 50 cm Länge verwendet; das eine Stück war auf einem 63 cm langen Hohlschwellenstücke starr, das andere auf einem ebensolangen Holzschwellenstücke in üblicher Weise befestigt. Die Schwellenstücke lagerten in trockenem, grobem Kies in einem Holzkasten. Die hintereinandergeschalteten Schienenstücke trugen auf ihren Köpfen Wicklungen von Rheotandraht, die den Strom des Hauptnetzes in Wärme umsetzten. Mittels elektrothermischer Elemente konnte das Verhalten der Wärme in denjenigen Punkten der Schienen, Schwellen, Verbindungsteile und der Bettung, die für die Beurteilung der Wärmesteigerung und Wärmefortleitung in Betracht kommen, festgestellt werden. Die in den Elementen erzeugten Schwachströme wurden mit Hilfe eines Millivoltmeters gemessen und in Celsiusgrade umgerechnet. Die abgelesenen Beobachtungsreihen (weit über 100) dienten zur Entwicklung von Diagrammen, deren Wagerechten die Zeitdauer der Heizung und deren Senkrechten die Steigerung der Wärme von der Anfangswärme aus angeben. Da der Schienenfuß die Wärme unmittelbar abgibt, so wurde seine Wärme und nicht die des Schienenkopfes als Maßstab für den Versuch angenommen.

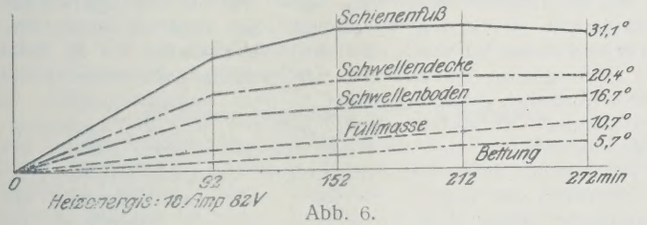


Abb. 6.

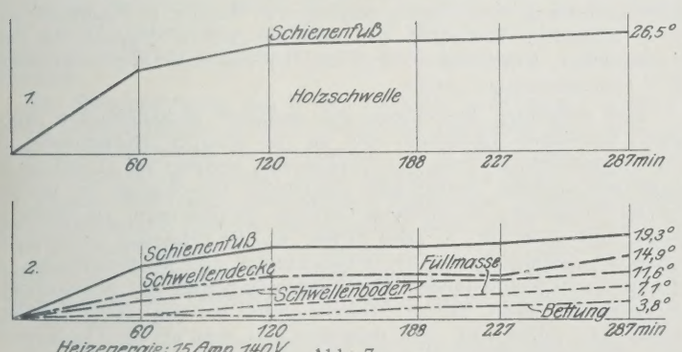


Abb. 7.

Einem mir vorliegenden Berichte über diese Wärmeableitungsversuche[4]) entnehme ich das in Abb. 6 wiedergegebene Linienbild, das die Ergebnisse einer Versuchsreihe darstellt; es kennzeichnet gut und richtig den allgemeinen Verlauf der Versuche, wie ja auch das Linienbild 2 in Abb. 7, auf das ich noch zu sprechen komme, erkennen läßt. Den Vorgang der Beobachtungen und die Ablesungen an den einzelnen Stromschlußstellen in Millivolt und deren Wert in Celsiusgraden sind aus der nachstehenden Zusammenstellung 2 ersichtlich; die beigefügte Abb. 8 zeigt die Stromschlußstellen für die elektrothermischen Elemente: Es liegen Stelle 1 im Schienenkopf, 2 im Schienenfuß, 3 in der Verstärkungsplatte, 4 in der Klemmplatte, 5 in der Schwellendecke, 6, 6a, 7 und 7a am Schwellenboden, 8 und 9 im Innern der Füllmasse, 10 und 11 im Abstande von 10 cm von der Schwellenwand in der Bettung. Die in Zusammenstellung 2 eingesetzten Zahlen sind die Ablesungen — die Wärmesteigerung gegenüber dem „Kaltzustande" ist nicht eingeschrieben. In Abb. 7 zeigt Linienbild 1 die Wärmesteigerung des Schienenfußes auf der Holzschwelle auf Grund eines Versuches, der auch das Hohlschwellenmodell mit umfaßte; die Linien bilder 1 und 2 treten also in Vergleich; die Ergebnisse dieser vergleichenden Beobachtung und noch anderer solcher Beobachtungen sind nachstehend übersichtlich zusammengestellt.

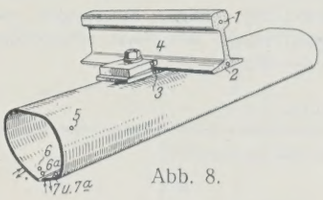


Abb. 8.

Zusammenstellung 3.

Heizung Dauer Min.	Heizkraft A	Heizkraft V	Wärmesteigerung des Schienenfußes auf der Holzschwelle ° C	Wärmesteigerung des Schienenfußes auf der Hohlschwelle ° C	Wärmesteigerung des Schienenfußes auf der Hohlschwelle in % der Steigerung auf der Holzschwelle	Miterwärmung durch den Schienenfuß auf der Holzschwelle in % seiner Wärmesteigerung: Hohlschwelle	Füllmasse	Bettung	Anmerkung
120	18	170	**54,7**	**32,3**	59,7	55,1	19,0	12,0	
287	15	140	**26,5**	**19,3**	72,8	80,0	37,0	17,0	
320	15	140	**34,5**	**23,5**	68,1	64,2	34,7	21,0	
240	15	140	**33,1**	**22,5**	68,0	56,0	31,0	12,0	
300	15	140	**37,4**	**26,7**	71,0	62,5	35,0	17,0	
					Im Durchschnitt:	63,5	31,3	15,8	

Das Hohlschwellenstück mit den Befestigungsstellen wiegt 37,24 kg, gegenüber dem Schienenstück mit 23 kg.

Die Wärmesteigerung bei starker Heizung (24 A, 110 V) ergab u. a. das in Abb. 9 gezeichnete Bild.

Aus den Beobachtungen, die wir hier mit einigen bezeichnenden Beispielen belegt haben, lassen sich folgende Tatsachen ableiten: Die dem Schienenkopfe (Schienenfuße) zugeführte Wärme wird sofort der Schwelle zugeleitet und von dieser in die Füllmasse und die Bettung weitergeleitet. Die Wärmesteigerung in der Füllmasse und in der Bettung schreitet anfangs infolge der Anwesenheit von Luft nur langsam vor, dann aber rascher als im Schienenfuß (vergl. die Linien-

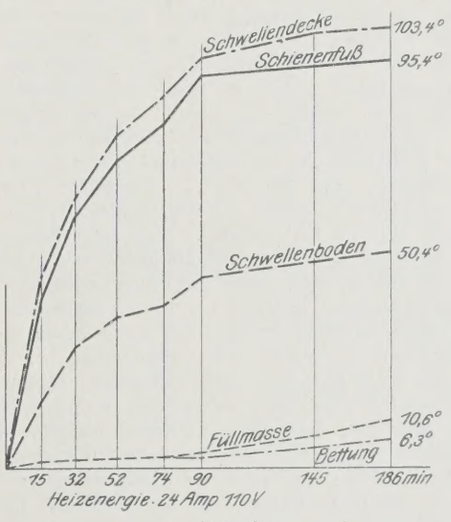


Abb. 9.

[4]) Ein ausführlicher Bericht ist im „Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbw." 1927, Heft 5, veröffentlicht worden.

Zusammenstellung 2.

Beobachtung bei einer Schienenheizung mit 18 A, 32 V (hierzu Abb. 8).

Heizdauer Min.	Zeitpunkt der Ablesung	1 Millivolt	1 ° C	2 Millivolt	2 ° C	3 Millivolt	3 ° C	4 Millivolt	4 ° C	5 Millivolt	5 ° C	6 Millivolt	6 ° C	6a Millivolt	6a ° C	7 Millivolt	7 ° C	7a Millivolt	7a ° C	8 Millivolt	8 ° C	9 Millivolt	9 ° C	10 Millivolt	10 ° C	11 Millivolt	11 ° C
	Kaltzustand Heizeinsch. 9 h 28'	6,0	16,9	6,0	16,9	6,0	16,9	6,1	17,2	6,1	17,2	6,1	17,2	6,1	17,2	5,8	16,1	6,0	16,9	5,2	14,2	5,1	14,4	5,6	15,6	5,4	15,1
92	11 h —	11,0	36,6	15,2	41,9	11,5	31,9	12,0	33,2	12,2	33,8	12,4	34,4	8,8	24,6	8,6	24,1	11,0	30,6	6,0	16,9	6,0	16,9	6,3	17,2	5,9	16,4
152	12 h —	15,0	41,4	18,0	49,3	12,3	34,1	13,5	37,3	13,1	36,3	13,0	36,0	9,4	25,7	9,4	25,7	11,7	32,4	7,2	20,2	7,1	20,0	7,0	19,7	6,4	18,0
212	1 h —	15,7	43,2	18,3	50,0	13,0	36,0	13,7	37,8	13,5	37,3	13,5	37,3	10,0	27,9	9,9	27,6	11,9	32,9	8,6	24,1	8,0	22,5	7,4	20,8	6,9	19,5
272	2 h —	15,0	41,4	17,5	48,0	12,7	35,1	13,6	37,6	13,6	37,6	13,6	37,6	10,3	30,5	10,1	28,2	12,0	33,3	9,4	26,3	8,6	24,0	7,9	22,1	7,3	20,5

bilder) bis zum Wärmeausgleich mit der Schwelle. Eine größere oder geringere Erhitzung der Schiene oder eine lange Einwirkung der Wärme beeinflußt die Verhältnisse der Ableitung nur unwesentlich. Die Wärmesteigerung in der äußeren Bettung beträgt etwa $^2/_3$ bis $^1/_2$ der Steigerung in der Füllmasse; ein gewisser Feuchtigkeitsgehalt der Bettung begünstigt natürlich ihre Wärmeleitungsfähigkeit. Die Erwärmung der Hohlschwellenschiene erreichte bei gleicher Wärmezufuhr höchstens 66% der Erwärmung der Holzschwellenschiene. Man beachte in dieser Hinsicht die nachstehende Zusammenstellung einiger Messungen der Schienendehnung, die anläßlich der Wärmeversuche mit genau arbeitenden Vorrichtungen vorgenommen wurden.

Zusammenstellung 4.

Ablesung	Holzschwellenschienen					Hohlschwellenschienen					Anmerkung
	Wärmesteigerung des 50 cm langen Schienenstückes	Gemessene Dehnung			Berechnete Dehnung	Wärmesteigerung des 50 cm langen Schienenstückes	Gemessene Dehnung			Berechnete Dehnung	
		links	rechts	zus.			links	rechts	zus.		
	° C	in hundertstel mm				° C	in hundertstel mm				
1	25,3	5	5,5	10,5	13	15,1	2	3	5	8	Die Dehnung wurde nach der Gleichung $\lambda = \frac{l \cdot t}{85000}$ berechnet.
2	31,0	8	9	17	18	18,6	5	3,5	8,5	11	
3	31,9	8,5	9	17,5	18	20,5	6	4	10	12	
4	33,1	8,5	10	18,5	19	22,5	8	4	12	13	

Entsprechend der um ein Drittel geringeren Wärmesteigerung der Hohlschwellenschiene ist auch ihre Längsdehnung um dieses Maß kleiner als das der Holzschwellenschiene. Diese Wärmesteigerung entsteht infolge der in der Schiene verbleibenden Wärme (Restwärme); sie erzeugt eine Längsdruckspannung, die aber durch den elastischen Körper, zu dem die starre Befestigung Schwelle und Schiene verbindet, verarbeitet wird, indem sie auf die Schwelle als innere Tangentialkraft wirkt und den Schwellenquerschnitt elastisch verdrückt. Durch Meßuhren im Schwelleninnern wurde festgestellt, daß die vorübergehenden Änderungen der inneren Abmessungen des Schwellenquerschnittes infolge der zugeführten Wärme bei den angewendeten Wärmesteigerungen bis 0,25 mm betrugen.

Die Ergebnisse der Wärmeableitungsversuche sind von großer Bedeutung für die Lösung der schwierigen Schienenstoßfrage. Da ihnen zufolge mit einer Längsdehnung der Schienen, hervorgerufen durch Wärmeänderungen, nicht gerechnet werden muß, so entfällt bei Hohlschwellen mit starrer Schienenbefestigung die Notwendigkeit einer Stoßlücke. Wenn von einer Stoßverschweißung aus Bahnerhaltungsgründen abgesehen wird, so ist es doch möglich, die Schienen mit den Stirnen dicht aneinander zu verlegen. Damit wäre eine der Hauptursachen der Zerstörungserscheinungen am Stoße ausgeschaltet. Denn die Weite der Stoßlücken beeinflußt stark die Ausbildung der Stoßknicke, die die so ungünstigen Schlagwirkungen erzeugen. Bräuning belegt diesen Umstand in seinen „Grundlagen des Gleisbaues“ (Berlin 1920, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn) mit deutlich sprechenden Bildern. Ein Bild zeigt eine Gruppe neuer, von Stufenbildung freier, schwebender Stöße in eingleisigem Betriebe nach einer Verkehrsbelastung von 1,5 Mill. Tonnen. Man sieht daraus, wie vorteilhaft möglichst enge Lücken sind — wie die Knickbildung um so schwächer ist, je enger die Lücken sind. Noch ungünstiger entwickeln sich die Stoßknicke bei doppelgleisigem Betriebe aus weiten Stoßlücken. Weil beim Schienenstoß im Gleis mit Hohlschwellen und starrer Schienenbefestigung eine Dehnungsfreiheit der Schiene nicht erforderlich ist, so können die Laschen mit den Schienen-Enden starr verbunden werden; und weil die in den belasteten Schienen-Enden auftretenden wagerechten Schubspannungen von den federnden Schwellen verarbeitet werden, so ist auch eine starre Verbindung der Laschen mit den Schienen zulässig. Die Lasche wird dann nicht mehr dynamisch, sie wird statisch beansprucht; es wird daher möglich, sie derart zu formen, daß sie tatsächlich ihre Hauptaufgabe erfüllt: dem Schienenstrang am Stoße die Tragfähigkeit und Stetigkeit der vollen Schiene zu verleihen.

Den technischen Vorzügen der Hohlschwelle mit starrer Schienenbefestigung kommt auch hohe wirtschaftliche Bedeutung zu. Allerdings ist es nicht möglich, sie zahlenmäßig auszudrücken, solange diese Gleisbauart nicht im Betriebe erprobt ist; denn nur auf solchem Wege können Grundlagen gewonnen werden, die unanfechtbar sind. Auch fehlt es zurzeit an einer Vergleichsgrundlage. Wie die Hohlschwellenbauart vorläufig und leider nur als Zukunftsbauart angesehen werden kann, so liegen auch über den neuen Oberbau der Deutschen Reichsbahn, der augenblicklich als Zukunftsoberbau gilt, noch keine Erfahrungen vor. Zur Beurteilung der zu erwartenden Wirtschaftlichkeit des Hohlschwellengleises müssen wir daher die allgemeinen Erfahrungen in der Gleisunterhaltung zu Rate ziehen.

Einer Zusammenstellung Scheibes, deren Richtigkeit nicht zu bezweifeln ist, entnehme ich die nachstehenden Angaben:

Zusammenstellung 5.

Schwellen und Befestigungsmittel für 1 km	Trogschwellen 1266 × 17,5 R.-M. (Oberbau *B*)	Hohlschwellen 1266 × 30 R.-M.
Beschaffungswert	22 155 R.-M.	37 980 R.-M.
Altwert nach 30 Jahren	40% des Neugewichtes von 120 t als Schrott zu 44 R.-M. = 2112 R.-M.	40% des Neugewichtes von 181,7 t als Schrott zu 44 R.-M. = 3198 R.-M.
Gesamtverbrauch in 30 Jahren	20 043 R.-M.	34 782 R.-M.
Jährlicher Stoffverbrauch	668 R.-M.	1159 R.-M.

Jährlicher Stoffmehrverbrauch beim Hohlschwellenoberbau 491 R.-M./km.

Der Preis von 30 R.-M. für die Hohlschwelle samt Befestigungsmittel dürfte vielleicht schon für eine Versuchstrecke zu erreichen sein; sicher aber wird er bei Massenerzeugung nicht überschritten, sondern unterboten werden. Dem Mehraufwande für Baustoff steht eine Ersparnis an Arbeitslohn beim Gleiseinbau gegenüber; das Unterstopfen der Trogschwelle erfordert mehr Arbeitszeit, insbesondere wenn die Ausfüllung des Troges mittels abhebbarer Füllkasten geschieht, um der Schwelle eine ruhige Lage zu geben; solche besondere Herstellungsart entfällt bei der Hohlschwelle; sie gewinnt ihre ruhige Lage durch ihre Federkraft. Beobachtungen auf der Probestrecke bei Dresden lassen es gerechtfertigt erscheinen, je km Gleis schon beim Einbau eine Ersparnis von 90 Arbeitsstunden zugunsten der Hohlschwelle anzunehmen. Übrigens darf wohl auch nicht außer acht bleiben, daß die Verwendungsdauer der Hohlschwelle eine längere sein wird als die der Trogschwelle, worauf ich noch zu sprechen komme. Es stellt sich dann auch der jährliche Stoffmehrverbrauch jener gegenüber dieser geringer als nach der Zusammenstellung, die gleiche Verwendungsdauer beider Schwellen vorausgesetzt.

Daß die Unterhaltungskosten des Hohlschwellengleises geringer sind als die des Trogschwellengleises, ergibt sich aus den Eigenschaften der Hohlschwelle mit starrer Befestigung. Sie verleihen dem Gleis als solchem eine Beschaffenheit, die den Arbeitsaufwand für die Erhaltung des ursprünglichen einwandfreien Bauzustandes auch während des Betriebes wesentlich geringer gestaltet als beim Trogschwellengleis. Diese Beschaffenheit ist dadurch gekennzeichnet, daß die Lockerung der Schienenbefestigung und die Wanderung der Schienen entfällt, daß die Befestigungsteile eine wesentlich geringere Abnutzung erfahren und auch die Schwellen eine längere Lebensdauer haben, schon deshalb, weil die Betriebstöße infolge ihrer Verarbeitung durch die Schwelle die bei der Schwellenlochung etwa entstehenden kleinen Ansätze zu Haarrissen nicht weiter ausbilden. Schließlich darf auch die größere Schonung der Fahrbetriebsmittel, insbesondere durch die Verbesserung des Schienenstoßes, nicht unberücksichtigt bleiben.

Die endgültige Beurteilung des technisch-wirtschaftlichen Wertes neuer technischer Gedanken, wie sie in Scheibes Hohlschwelle mit starrer Schienenbefestigung sich aussprechen, verlangt zur Grundlage die Ergebnisse längerer, zweckmäßig ausgeführter Erprobungen im Betriebe. Solche Erprobungen in größerem Umfange vorzunehmen, ist Pflicht der Eisenbahnverwaltungen in allen Fällen, wo die Erfindung technisch einwandfreie, zielbewußt führende Wege schreitet und wo theoretische, auf praktischer Erkenntnis ruhende Erwägungen im Verein mit gewissenhaften Versuchen beweisen, daß der Kostenaufwand für eine solche Erprobung gewiß nicht verloren ist. Ein derartiger Fall liegt bei der Hohlschwelle vor. Kein unbefangener Fachmann wird bezweifeln können, daß sie in neuartiger Weise zur fortschreitenden Lösung zweier wichtiger Fragen des Gleisbaues beiträgt: zur Erhöhung der Federung des Gleises und zur Verstärkung der Verspannung von Schiene und Schwelle. Beide Fragen harren noch ihrer befriedigenden Lösung. Der neue Deutsche Reichsbahn-Oberbau bringt sie ihr wohl näher, aber bedeutet sie noch nicht. Er kann daher auch nicht als Ende der Bestrebungen gelten, das Gleis in den angegebenen Richtungen weiter zu vervollkommnen. Darum müssen auch fernerhin alle Vorschläge geprüft und erprobt werden, die einen Erfolg, einen Fortschritt erwarten lassen. Hierzu gehört die Hohlschwelle mit starrer Schienenbefestigung.

Alle Rechte vorbehalten.

Statische Berechnung der Vierendeelträger.

Von Dipl.-Ing. Dr. **W. F. Vieser,** Wien.

I. Einleitung.

1. Die Pfostenfachwerkträger wurden zuerst von Vierendeel berechnet in seiner Abhandlung „Théorie générale des Poutres Vierendeel", in der er außer der allgemeinen Theorie eine Anzahl von (untergeordneten) Beweisen für die Richtigkeit seiner Annahmen brachte. In den seither verflossenen 24 Jahren wurden verschiedene andere Wege gezeigt, wie dieses bei n Feldern 3 n-fach statisch unbestimmte System berechnet werden kann.

Während Vierendeel durch die Mitte der Pfosten einen Schnitt führte, an jedem Schnitt die inneren Kräfte durch äußere ersetzte und die $3(n+1)$ Unbekannten dadurch bestimmte, daß er Bestimmungsgleichungen aufstellte, die sich aus der notwendigen Gleichheit der Verschiebungen und Verdrehungen, ausgedrückt als Funktionen der oberen bezw. unteren Hälfte, ergaben, haben andere Ingenieure die Berechnung mit Hilfe der Maxwell-Mohrschen Gleichungen vorgenommen. Als statisch bestimmter Grundfall wurde ein Balken mit Doppelkragarmen — entstanden gedacht durch Schnitte in der einen Gurtung in jeder Feldmitte — oder eine Anzahl von aneinandergereihten Dreigelenkbogen angenommen. Letztere Verfahren haben den Vorteil, daß sie auch im allgemeinsten Fall gangbar sind. Immerhin ist die Berechnung selbst in Sonderfällen langwierig und umständlich, so daß diese Wege wohl nur in den seltensten Fällen eingeschlagen wurden.

2. In der Regel werden die Berechnungen durch Auswertung der Vierendeelschen Schlußformeln vorgenommen, wenn man nicht mit dem Näherungsverfahren nach Saliger oder einem graphischen Versuchsverfahren vorliebnimmt.

Das erstgenannte Verfahren hat den Nachteil, daß man die Ergebnisse einer langwierigen strengen Untersuchung, die den wenigsten in ihrer Ursprungsform bekannt sein dürfte, verwertet; die letztgenannten, daß man bloß Näherungswerte erhält.

Auch neuere Wege, wie der, den Bleich mit seinem „Viermomentensatze" einschlägt, könnten verfolgt werden, was aber die Vertrautheit mit diesem Verfahren voraussetzt.

3. In den folgenden Darlegungen soll ein völlig neues Verfahren zur Berechnung der Pfostenfachwerkträger vorgeführt werden, das, von einfachen geometrischen Betrachtungen ausgehend, mit Anwendung der bekannten Formeln über die Verdrehungen und Verschiebungen rasch zum Ziele führt und so eine neue Theorie schafft, die zudem auch den Vorteil besitzt, daß sie auch auf Träger mit nicht parallelen Gurtungen anwendbar ist und im Falle gleichlaufender Gurte zu denselben Formeln führt, die Vierendeel abgeleitet hat.

II. Ableitung allgemein gültiger Formeln.

4. Um die Aufgabe möglichst allgemein zu lösen, wird ein Pfostenfachwerk angenommen, dessen Gurtungen einen gebrochenen Linienzug darstellen und dessen Pfosten verschiedene Höhe haben. Ferner sei vorausgesetzt, daß die Belastung bloß in den Knoten angreift. Diese allgemein bei Fachwerken übliche Annahme empfiehlt sich, um die Formeln nicht unnütz verwickelt zu gestalten. Aus diesem Grunde wurde für die Gurtungen auch ein gebrochener und kein gekrümmter Linienzug angenommen.

Die Berücksichtigung von an den Stabteilen unmittelbar angreifenden Lasten, sowie gebogener Stabteile würde die Herleitung einer übersichtlichen Gleichungsgruppe sehr erschweren, und es scheint daher angebracht, diesen Tatsachen in ähnlicher Weise Rechnung zu tragen, wie dies bei den statisch bestimmten gewöhnlichen Fachwerken geschieht, nämlich durch nachträgliche Berücksichtigung dieser zusätzlichen Wirkungen. Es dürfte an dieser Stelle genügen, auf die von Müller-Breslau angegebenen Verfahren zur Berechnung der Nebenspannungen in Fachwerken im Falle rechtwinklig zu den Gurtstäben angreifender Lasten, exzentrischer Knoten usw. zu verweisen.[1])

Der Einfluß der Normalkräfte auf die Verformung darf vernachlässigt werden — wie Vierendeel nachgewiesen hat. Diese Annahme wird übrigens in den meisten Fällen bei Berechnung statisch unbestimmter Stabzüge, die vorwiegend auf Biegung beansprucht werden, gemacht.

In ähnlicher Weise lassen sich auch ungleichmäßige Erwärmungen einzelner Stabteile usw. verfolgen; gleichmäßige Temperaturänderungen haben bei statisch bestimmter Lagerung keinen Einfluß auf das Kräftespiel.

Es bietet keine Schwierigkeiten, Tragwerke zu berechnen, die aus einem Vierendeelträger mit Zugband, aus einem Pfostenfachwerkstreckbalken mit Stabbogen usw. bestehen. Der Vierendeelträger ist dann als statisch unbestimmter Grundfall zu behandeln und die hierfür gültigen Lehrsätze, die wesentliche Rechnungsvereinfachungen gestatten, zu verwerten.

[1]) H. Müller-Breslau, Graphische Statik. II. Bd., 2. Abt., 1908. S. 269 uf.

5. Nach diesen allgemeinen Erörterungen sollen jetzt die Formeln hergeleitet werden. Der den Betrachtungen zugrunde liegende Trägerteil ist in Abb. 1 dargestellt. Die Versinnbildlichung der Verformungen stellt Abb. 2 dar.

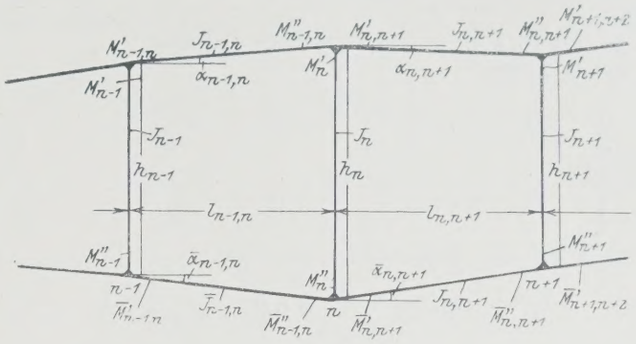


Abb. 1.

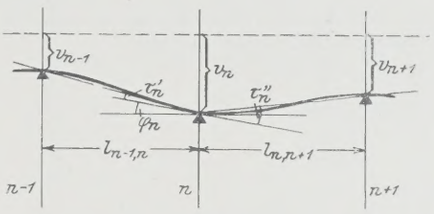


Abb. 2.

Bekanntlich ergibt sich die Durchbiegung eines eingespannten Stabteiles unter dem Einflusse irgend einer Belastung aus der Formel

$$\delta = \frac{\mathfrak{S}_m}{EJ}. \tag{1}$$

$\mathfrak{S}_m$ bedeutet das statische Moment der Momentenfläche in bezug auf die Senkrechte auf den Stabteil und durch den Punkt, für den die Verschiebung bestimmt werden soll. Mit den aus den Abbildungen zu entnehmenden Bezeichnungen ergibt sich ohne weiteres die Richtigkeit nachstehender Gleichungen für ein gleichbleibendes Trägheitsmoment der Stabteile:

Für die Gurtung

$$\left.\begin{aligned} M'_{n-1,n} + 2M''_{n-1,n} &= 6\frac{EJ_{n-1,n}}{l_{n-1,n}}\cos\alpha_{n-1,n}\,\tau'_n \\ 2M'_{n-1,n} + M''_{n-1,n} &= 6\frac{EJ_{n-1,n}}{l_{n-1,n}}\cos\alpha_{n-1,n}\,\tau''_{n-1}, \end{aligned}\right\} \tag{2}$$

ebenso:

$$\left.\begin{aligned} M'_{n,n+1} + 2M''_{n,n+1} &= 6\frac{EJ_{n,n+1}}{l_{n,n+1}}\cos\alpha_{n,n+1}\,\tau'_{n+1} \\ 2M'_{n,n+1} + M''_{n,n+1} &= 6\frac{EJ_{n,n+1}}{l_{n,n+1}}\cos\alpha_{n,n+1}\,\tau''_{n}. \end{aligned}\right\} \tag{3}$$

Zieht man lotrechte Verschiebungen der einzelnen Knotenpunkte in Betracht, so gelten für die Winkel τ folgende Beziehungen:

$$\left.\begin{aligned} \tau'_n &= -\varphi_n + \frac{v_n - v_{n-1}}{l_{n-1,n}} \\ \tau''_{n-1} &= +\varphi_{n-1} - \frac{v_n - v_{n-1}}{l_{n-1,n}} \\ \tau'_{n+1} &= -\varphi_{n+1} + \frac{v_{n+1} - v_n}{l_{n,n+1}} \\ \tau''_n &= +\varphi_n - \frac{v_{n+1} - v_n}{l_{n,n+1}}. \end{aligned}\right\} \tag{4}$$

6. Aus der Gleichgewichtsbedingung für den Knoten „n" des Obergurtes ergibt sich

$$-M'_n = M'_{n,n+1} - M''_{n-1,n}. \tag{5}$$

Die Obergurtmomente sind positiv, sobald an der Unterseite Zug auftritt, die Pfostenmomente dann, wenn die Zugzone linkseitig liegt.

Für den Untergurt gilt:

$$+M''_n = M'_{n,n+1} - M''_{n-1,n}. \tag{6}$$

Sofern der Pfosten nicht unmittelbar belastet wird, stehen Kopf- und Fußmoment in folgender Beziehung:

$$M''_n = M'_n + H'_n h_n. \tag{7}$$

Hat der Pfosten überall gleichen Querschnitt, so sind seine Verformungen die folgenden:

$$(8)\quad \begin{cases} EJ_n(\varphi_n-\bar{\varphi}_n)=\dfrac{H_n' h_n^2}{2}+M_n' h_n \\ EJ_n(\delta-h_n\bar{\varphi}_n)=\dfrac{H_n' h_n^3}{3}+M_n'\dfrac{h_n^2}{2}, \end{cases}$$

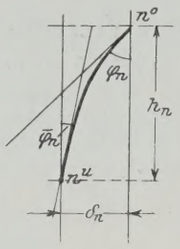


Abb. 3.

wobei δ_n die gegenseitige wagerechte Verschiebung des Obergurt- und Untergurtknotens bedeutet (Abb. 3).

Aus den Gl. 8 erhält man, wenn man sie nach M_n' und H_n' auflöst:

$$(9)\quad \begin{cases} M_n'=+4EJ_n\dfrac{\varphi-\bar{\varphi}_n}{h_n}-6EJ_n\dfrac{\delta_n-h_n\bar{\varphi}_n}{h_n^2}; \\ H_n'=-6EJ_n\dfrac{\varphi-\bar{\varphi}_n}{h_n^2}+12EJ_n\dfrac{\delta-h_n\bar{\varphi}_n}{h_n^3}. \end{cases}$$

Wenn man Gl. 7 berücksichtigt, erhält man:

$$(9a)\qquad M_n''=-2EJ_n\frac{\varphi_n-\bar{\varphi}_n}{h_n}+6EJ_n\frac{\delta_n-h_n\varphi_n}{h_n^2}.$$

7. Um die weiteren Herleitungen zu vereinfachen, soll nun außer den bisherigen Annahmen — nämlich Belastung bloß in den Knotenpunkten, Vernachlässigung der Wirkung der Normalkräfte auf die Verformung — noch folgende Voraussetzung gemacht werden:

$$(10)\qquad J_{ik}\cos\alpha_{ik}=\bar{J}_{ik}\cos\alpha_{ik}.$$

Es kann dann bewiesen werden, daß

$$(11)\qquad \underline{\varphi_i=\bar{\varphi}_i}$$

ist.

Aus den Gl. 2 u. 3 erhält man:

$$(12)\quad \begin{cases} M_{n-1,n}''=2\dfrac{EJ_{n-1,n}\cos\alpha_{n-1,n}}{l_{n-1,n}}(2\tau_n'-\tau_{n-1}''). \\ M_{n,n+1}'=2\dfrac{EJ_{n,n+1}\cos\alpha_{n,n+1}}{l_{n,n+1}}(2\tau_n''-\tau_{n+1}'). \end{cases}$$

Setzt man nun die Werte für $M_{n-1,n}''$, $M_{n,n+1}'$ und M_n' aus den Gl. 12 und 9 mit Berücksichtigung der Gl. 4 in Gl. 5 ein, so ergibt sich für den Obergurt:

$$(13)\quad \begin{cases} \dfrac{EJ_{n-1,n}\cos\alpha_{n-1,n}}{l_{n-1,n}}\left(-2\varphi_n-\varphi_{n-1}+3\dfrac{v_n-v_{n-1}}{l_{n-1,n}}\right) \\ -\dfrac{EJ_{n,n+1}\cos\alpha_{n,n+1}}{l_{n,n+1}}\left(+2\varphi_n+\varphi_{n+1}-3\dfrac{v_{n+1}-v_n}{l_{n,n+1}}\right) \\ \qquad =2\dfrac{EJ_n}{h_n}(\varphi-\bar{\varphi}_n)-3EJ_n\dfrac{\delta_n-h_n\bar{\varphi}_n}{h_n^2}. \end{cases}$$

Eine ganz ähnliche Gleichung ergibt sich für den Untergurt aus der Gl. 6, wenn die lotrechte Verschiebung der beiden Gurtungen gegeneinander Null gesetzt wird, weil die Längenänderung der Pfosten ververnachlässigt wird, was zur Folge hat, daß die Werte „v_n“ für Ober- und Untergurt gleich sein müssen.

$$(14)\quad \begin{cases} \dfrac{EJ_{n-1,n}\cos\alpha_{n-1,n}}{l_{n-1,n}}\left(-2\bar{\varphi}_n-\bar{\varphi}_{n-1}+3\dfrac{v_n-v_{n-1}}{l_{n-1,n}}\right) \\ -\dfrac{EJ_{n,n+1}\cos\alpha_{n,n+1}}{l_{n,n+1}}\left(2\bar{\varphi}_n+\bar{\varphi}_{n-1}-3\dfrac{v_{n+1}-v_n}{l_{n,n+1}}\right) \\ \qquad =\dfrac{EJ_n}{h_n}(\varphi-\bar{\varphi}_n)-3EJ_n\dfrac{\delta_n-h_n\bar{\varphi}_n}{h_n^2}. \end{cases}$$

Zieht man die Gl. 14 von der Gl. 13 ab, so erhält man im Hinblick auf Gl. 10

$$(15)\quad \begin{cases} \dfrac{EJ_{n-1,n}\cos\alpha_{n-1,n}}{l_{n-1,n}}\left[2(\bar{\varphi}_n-\varphi_n)+(\bar{\varphi}_{n-1}-\varphi_{n-1})\right] \\ +\dfrac{EJ_{n,n+1}\cos\alpha_{n,n+1}}{l_{n,n+1}}\left[2(\bar{\varphi}_n-\varphi_n)+(\bar{\varphi}_{n+1}-\varphi_{n+1})\right] \\ \qquad =\dfrac{EJ_n}{h_n}(\varphi_n-\bar{\varphi}_n). \end{cases}$$

Es lassen sich ebenso viele Gleichungen von der Form (15) aufstellen, als Pfosten vorhanden sind; setzt man

$$(16)\qquad \Delta\varphi_i=\bar{\varphi}_i-\varphi_i,$$

so erhält man $(n+1)$ Gleichungen für die $(n+1)$ Werte $\Delta\varphi_i$, so daß man diese bestimmen kann.

Bringt man das rechte Glied der Gl. 15 auf die linke Seite, so sieht man ohne weiteres, daß man ein homogenes Gleichungssystem erhält, dessen triviale Lösung bekanntlich Null ist.

Es sind daher alle

$$(11)\quad \begin{cases} \Delta\varphi_i=0, \text{ oder alle} \\ \varphi_i=\bar{\varphi}_i, \end{cases}$$

was zu beweisen war.

Die Richtigkeit dieser Ableitung ist unter den gemachten Voraussetzungen übrigens ohne weiteres einzusehen und wird auch durch die Ergebnisse der weiteren Ableitungen erhärtet.

8. Aus Gl. 9 u. 9a folgt nun:

$$(17)\quad \begin{cases} M_n'=6EJ_n\dfrac{\delta_n-\varphi_n h_n}{h_n^2}=-M_n''=-\dfrac{H_n' h_n}{2} \\ M_n'=-M_n''=-\dfrac{H_n' h_n}{2}, \end{cases}$$

ferner ist:

$$(18)\qquad \varphi_n=\frac{\delta_n}{h_n}+\frac{M_n' h_n}{6EJ_n}=\bar{\varphi}_n.$$

Da alle $M_n'=-M_n''$ sind, folgt auch, daß alle

$$(19)\quad \begin{cases} \underline{M_{ik}'=\bar{M}_{ik}'} \\ \underline{M_{ik}''=\bar{M}_{ik}''} \end{cases}$$

sind.

9. Durch Addition der beiden Gl. 2 erhält man im Hinblick auf Gl. 4:

$$(20)\qquad M_{n-1,n}'+M_{n-1,n}''=2\frac{EJ_{n-1,n}\cos\alpha_{n-1,n}}{l_{n-1,n}}(-\varphi_n+\varphi_{n-1}).$$

Aus Gl. 17 ergibt sich:

$$H_n' h_n^3=12EJ_n(\delta_n-\varphi_n h_n);$$

woraus

$$(21)\qquad -\varphi_n=\frac{H_n' h_n^2}{12EJ_n}-\frac{\delta_n}{h_n}.$$

Bezeichnet man mit „$\mathfrak{M}$“ die von den äußeren Kräften herrührenden Momente, mit „$\mathfrak{H}$“ die wagerechten Komponenten der Gurtlängskräfte, so gelten folgende Gleichgewichtsbedingungen:

$$(22)\quad \begin{cases} M_{n-1,n}'+\bar{M}_{n-1,n}'+\mathfrak{H}_{n-1,n}'h_{n-1}=\mathfrak{M}_{n-1}^u \\ M_{n-1,n}''+\bar{M}_{n-1,n}''+\mathfrak{H}_{n-1,n}'h_n=\mathfrak{M}_n^u \\ M_{n,n+1}'+\bar{M}_{n,n+1}'+\mathfrak{H}_{n,n+1}'h_n=\mathfrak{M}_n^u \\ \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \end{cases}$$

Der Index „u“ bei $\mathfrak{M}$ bedeutet, daß die Momente auf die unteren Knotenpunkte bezogen sind.

Hieraus folgt

$$(M_{n,n+1}'-M_{n-1,n}'')+(\bar{M}_{n,n+1}'-\bar{M}_{n-1,n}'')+(\mathfrak{H}_{n,n+1}'-\mathfrak{H}_{n-1,n}')h_n=0,$$

oder gemäß Gl. 5 u. 6

$$-M_n'+M_n''+(\mathfrak{H}_{n,n+1}'-\mathfrak{H}_{n-1,n}')h_n=0,$$

woraus, da

$$-M_n'+M_n''-H_n' h_n=0 \quad \text{(Gl. 7)}$$

$$\mathfrak{H}_{n,n+1}'-\mathfrak{H}_{n-1,n}'=-H_n'$$

$$(23)\qquad \underline{\mathfrak{H}_{n,n+1}'=-H_n'+\mathfrak{H}_{n-1,n}'}.$$

10. Die Gl. 22 können wegen der Beziehungen 19 auch so geschrieben werden:

$$2M_{n-1,n}'+\mathfrak{H}_{n-1}'h_{n-1}=\mathfrak{M}_{n-1}^u$$

$$2M_{n-1,n}''+\mathfrak{H}_{n-1}h_n=\mathfrak{M}_n^u,$$

woraus sich ergibt

$$(24)\qquad 2(M_{n-1,n}'+M_{n-1,n}'')=\mathfrak{M}_n^u+\mathfrak{M}_{n-1}^u-\mathfrak{H}_{n-1}'(h_n+h_{n-1}).$$

Nun ist aber laut Gl. 20 u. 21

$$(25)\quad \begin{cases} 2(M_{n-1,n}'+M_{n-1,n}'')=4\dfrac{EJ_{n-1,n}\cos\alpha_{n-1,n}}{l_{n-1,n}} \\ \left(\dfrac{H_n' h_n^2}{12EJ_n}-\dfrac{\delta_n}{h_n}-\dfrac{H_{n-1}' h_{n-1}^2}{12EJ_{n-1}}+\dfrac{\delta_{n-1}}{h_{n-1}}\right). \end{cases}$$

Setzt man nun die rechten Seiten der beiden Gl. 24 u. 25 einander gleich, so gelangt man zu einer Gleichung, die bloß die „$\mathfrak{H}$“-Werte und bekannte Größen enthält.

Zur Vereinfachung der Schreibweise werden noch eingeführt die Bezeichnungen

$$(26)\quad \begin{cases} J_{ik} = J_0\, i_{ik} \\ \dfrac{l_{ik}}{i_{ik}\cos\alpha_{ik}} = l^0_{ik} \\ \dfrac{h_k}{i_k} = h^0_k\,. \end{cases}$$

Die neue Gleichung lautet demnach:

$$(27)\quad \begin{cases} \mathfrak{M}^u_n + \mathfrak{M}^u_{n-1} - \mathfrak{H}'_{n-1,n}(h_n + h_{n-1}) \\ \quad = \dfrac{4EJ_0}{l^0_{n-1,n}}\left(-\dfrac{\delta_n}{h_n} + \dfrac{\delta_{n-1}}{h_{n-1}}\right) + \dfrac{1}{3}H_n'\dfrac{h_n h^0_n}{l^0_{n-1,n}} \\ \qquad -{}^1/_3 H'_{n-1}\dfrac{h_{n-1}h^0_{n-1}}{l^0_{n-1,n}}\,. \end{cases}$$

Bei n Feldern bekommt man n derartige Gleichungen, wogegen $(n+1)$ H-Werte zu ermitteln sind.

Gemäß Gl. 23 besteht die Bezeichnung

$$(28)\qquad \mathfrak{H}' = -H'_i + \mathfrak{H}'_{i-1,i}.$$

Demnach läßt sich der $(n+1)^{\text{te}}$ H-Wert berechnen, und das Problem ist in der allgemeinsten Form gelöst, sobald die Größen „δ" bekannt sind.

11. Hierzu ist folgendes zu bemerken:

Will man ungleichmäßige Temperaturänderungen berücksichtigen, so lassen sich die einzelnen „δ" ohne weiteres angeben und deren Einfluß berücksichtigen.

Vernachlässigt man den Einfluß der Normalkräfte auf die Formänderungen, so sind bei symmetrischer Lastanordnung und symmetrischem Tragwerk alle Werte

$$(29)\qquad \underline{\delta = 0;}$$

für den Fall beliebiger Kräfte sind alle δ gleich.

$$(30)\qquad \underline{\delta_i = \delta,\ \text{für alle Werte von } i = 1 \ldots n.}$$

Es ist daher ein einziger Wert δ zu bestimmen. Hierzu bietet die Gleichgewichtsbedingung im wagerechten Sinne die Handhabe, da

$$(31)\qquad \sum_1^n H'_i = \sum_1^n P_h$$

sein muß, aus welcher Bedingung sich das δ berechnen läßt, das die einzige weitere Unbekannte im Gleichungssystem ist.

Es geht aus diesen Darlegungen auch hervor, daß es keine Schwierigkeiten bietet, die Längenänderung der Stabteile nach Durchführung der ersten Berechnung zu berücksichtigen und die Verbesserungsbeträge der einzelnen Wirkungsgrößen aus dem Gleichungssystem zu ermitteln, sobald die H-Werte aus der ersten Berechnung bekannt sind.

Man kann aber auch unmittelbar alle Einflüsse berücksichtigen, indem man entweder die „δ" mit ihren Werten einsetzt, falls sie von Temperaturänderungen einzelner Stabteile oder des ganzen Obergurtes herrühren, oder sie als Funktionen von H_i bezw. $\mathfrak{H}_{i-1,i}$ ausdrückt, es hat dies nur zur Folge, daß die Beiwerte der „H" umfangreicher und die Darstellung der Gleichung unübersichtlicher wird.

12. Aus diesen Darlegungen geht hervor, daß hiermit ein für den allgemeinsten Fall gültiges Gleichungssystem gefunden worden ist. Die Gültigkeit ist an folgende Annahmen, die in den meisten praktischen Fällen ohne weiteres berechtigt sind und somit keine Einschränkung bedeuten, gebunden, nämlich an folgende Bedingungen:

1. Lastangriff nur in den Knoten.
2. $J_{i,i+1}\cos\alpha_{i,i+1} = J_{i,i+1}\cos\alpha_{i,i+1}$.
3. Vernachlässigung der Wirkung der Normalkräfte auf die Verformung.

Wie im Falle des Nichtzutreffens der Annahmen 1 u. 3 vorzugehen ist, wurde bereits erwähnt, und es erübrigt sich nur noch anzudeuten, welchen Weg man einschlagen muß, falls die Bedingung 2 nicht besteht.

Wenn die Trägheitsmomente der beiden Gurtungen nicht nahezu gleich sind, darf man näherungsweise annehmen, daß sich die Biegungsmomente wie die Trägheitsmomente der Gurtungen verhalten, was allerdings nur bei starren Pfosten ($J_i = \infty$) streng richtig ist. Es entsteht dann eine ganz ähnliche Gleichungsgruppe.

Falls wagerechte Kräfte angreifen, sind natürlich die Gurtkräfte in einem Felde oben und unten verschieden, und es gilt für jedes Feld die folgende Beziehung

$$(32)\qquad \sum_0^i P_h + \mathfrak{H}'_{i-1,i} + \mathfrak{H}^u_{i-1,i} = 0.$$

Hieraus können die Untergurtkräfte ermittelt werden.

13. Die allgemeine Gl. 27 lautet also in anderer Schreibweise:

$$(I)\quad \begin{cases} \underline{\mathfrak{M}^u_i + \mathfrak{M}^u_{i-1} - \mathfrak{H}'_{i-1,i}(h_{i-1} + h_i) = 4\dfrac{EJ_0}{l^0_{i-1,i}}\left(\dfrac{\delta_{i-1}}{h_{i-1}} - \dfrac{\delta_i}{h_i}\right)} \\ \underline{\quad + {}^1/_3 H'_i\dfrac{h_i h^0_i}{l^0_{i-1,i}} - {}^1/_3 H'_{i-1}\dfrac{h_{i-1}h^0_{i-1}}{l^0_{i-1,i}}\,.} \end{cases}$$

Wenn man alle δ gleich annimmt, so lautet Gl. I für das erste Feld:

$$(33)\quad \begin{cases} \mathfrak{M}^u_0 + \mathfrak{M}^u_1 - \mathfrak{H}'_{01}(h_0 + h_1) = 4EJ_0\dfrac{\delta}{l^0_{01}}\left(\dfrac{1}{h_0} - \dfrac{1}{h_1}\right) \\ \qquad + {}^1/_3 H'_1 h_1\dfrac{h^0_1}{l^0_{01}} - {}^1/_3 H'_0 h_0\dfrac{h'_0}{l^0_{01}}\,. \\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \end{cases}$$

In anderer Schreibweise

$$(34)\quad \begin{cases} H'_0(h_0 + h_1) + {}^1/_3 H'_0 h_0\dfrac{h^0_0}{l^0_{01}} - {}^1/_3 H'_1 h_1\dfrac{h^0_1}{l^0_{01}} \\ \qquad = -(\mathfrak{M}^u_0 + \mathfrak{M}^u_1) + 4EJ_0\dfrac{\delta}{l^0_{01}}\left(\dfrac{1}{h_0} - \dfrac{1}{h_1}\right), \\ (H'_0 + H'_1)(h_1 + h_2) + {}^1/_3 H'_1 h_1\dfrac{h^0_1}{l^0_{12}} - {}^1/_3 H'_2 h_2\dfrac{h^0_2}{l^0_{12}} \\ \qquad = -(\mathfrak{M}^u_1 + \mathfrak{M}^u_2) + 4EJ_0\dfrac{\delta}{l^0_{12}}\left(\dfrac{1}{h_1} - \dfrac{1}{h_2}\right). \\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \end{cases}$$

Mit Hilfe der Gleichungsgruppe 34 läßt sich jedes Pfostenfachwerk mit gebrochenen Gurtlinien für jeden beliebigen Lastangriff berechnen. Wie noch anderen Einflüssen Rechnung getragen werden kann, wurde bereits erwähnt.

Es geht aus der Herleitung der Formeln auch hervor, daß damit unter Einhaltung der als bekannt anzunehmenden Vorgänge auch statisch unbestimmt gelagerte Pfostenfachwerke und zusammengesetzte Fachwerke, wie Pfostenfachwerkträger in Bogenform mit Zugband, oder Stabbogen mit einem Vierendeelbalken als Streckträger u. dergl. mehr, berechnet werden können.

14. Wenn nur lotrechte Kräfte auftreten, darf man $\delta = 0$ setzen, was streng genommen nur im Falle symmetrischer Lastenordnung zulässig ist, jedoch in den Gleichungen von Vierendeel von vornherein geschieht, wie aus der Übereinstimmung der hier abgeleiteten Beziehungen für den Sonderfall eines Tragwerkes mit parallelen Gurtungen mit den von Vierendeel abgeleiteten Formeln hervorgeht.

Sobald die Werte H_i bekannt sind, lassen sich die Größen M'_i und M''_i, sowie die $M'_{i-1,i}$ und $M''_{i-1,i}$ ohne weiteres aus den angegebenen Gleichungen ermitteln (Gl. 17 u. 22), schließlich alle Längs-, Querkräfte und Biegungsmomente feststellen.

15. Wesentliche Vereinfachungen ergeben sich für den Fall, daß alle Trägheitsmomente gleich sind.

Aus Gl. I bezw. 34 geht hervor, daß die Balkenquerschnitte bekannt sein müssen. Diese Bedingung ist rein theoretisch und gilt für alle statisch unbestimmten Tragwerke. Es wird sich zeigen, daß man die Berechnung auch ohne genaue Kenntnis der Querschnitte durchführen kann, da im wesentlichen nur das Verhältnis der Trägheitsmomente von Einfluß ist.

III. Träger mit parallelen Gurtungen.

16. Für die Ermittlung des Kräftespieles soll angenommen werden, daß das Trägheitsmoment aller Stabteile gleich ist.

Hiermit wird kein praktisch wesentlicher Fehler begangen. Nimmt man noch gleiche Feldweiten an, so ergeben sich bedeutende Vereinfachungen.

Für den Fall lotrechter Belastung ist außerdem
$H'_i = H''_i = H_i$; ferner $\mathfrak{M}^u_i = \mathfrak{M}^0_i = \mathfrak{M}_i$; schließlich wird $\delta = 0$ gesetzt.

In den Gl. 34 entfallen dann alle auf die Verschiedenheit der Trägheitsmomente und Feldweiten Bezug nehmenden Bezeichnungen, und die Gleichungen lauten somit:

$$(35)\quad \begin{cases} H_0\,2h + {}^1/_3 H_0\dfrac{h^2}{l} - {}^1/_3 H_1\dfrac{h^2}{l} = -(\mathfrak{M}_0 + \mathfrak{M}_1) \\ (H_0 + H_1)2h + {}^1/_3 H_1\dfrac{h^2}{l} - {}^1/_3 H_2\dfrac{h^2}{l} = -(\mathfrak{M}_1 + \mathfrak{M}_2) \\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \end{cases}$$

In anderer Schreibweise:

$$(36)\quad \begin{cases} H_0(6l+h) - H_1 h = -3\dfrac{l}{h}\,2\mathfrak{M}_{01} \\ \left(\sum_0^1 H_i\right) 6l + H_1 h - H_2 h = -3\dfrac{l}{h}\,2\mathfrak{M}_{12} \\ \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\ \left(\sum_0^{n-1} H_i\right) 6l + H_{n-1} h - H_n h = -3\dfrac{l}{h}\,2\mathfrak{M}_{n-1,n} \end{cases}$$

hierbei ist $\mathfrak{M}_{i-1,i} = \dfrac{\mathfrak{M}_{i-1} + \mathfrak{M}_i}{2}$ gesetzt worden.

Diese Gleichungen lassen sich auch so darstellen:

$$(\mathrm{II})\quad \begin{cases} H_1 = H_0 + 6H_0\dfrac{l}{h} + 6\dfrac{l}{h^2}\mathfrak{M}_{01} \\ H_2 = H_1 + 6\dfrac{l}{h}\sum_0^1 H_i + 6\dfrac{l}{h^2}\mathfrak{M}_{12} \\ \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\ H_n = H_{n-1} + 6\dfrac{l}{h}\sum_0^{n-1} H_i + 6\dfrac{l}{h^2}\mathfrak{M}_{n-1,n} \end{cases}$$

Die letzte der Gl. II hat die von Vierendeel angegebene Form.[2])

Man sieht also die vollständige Übereinstimmung der obenstehenden Herleitungen für den Fall paralleler Gurtungen.

17. Beispiele für diesen Sonderfall erübrigen sich, da die vollständige Übereinstimmung der Formeln II mit den Gleichungen von Vierendeel bewiesen wurde.

IV. Träger mit nicht parallelen Gurtungen.

18. Für diese Träger gelten die allgemeinen Gl. 34 mit den bereits angegebenen Voraussetzungen.

Die genaue Theorie für Träger mit verschiedenen Trägheitsmomenten im Obergurt und Untergurt hat Vierendeel aufgestellt. Sie führt zu Formeln, die ziemlich weitläufig und ziffernmäßig langwierig zu berechnen sind.

In welcher Weise die vorliegende Annahme zu behandeln wäre, wurde bereits erwähnt. Vierendeel schlägt, um die Formeln zu vereinfachen, übrigens denselben Weg ein, indem er annimmt, daß die Biegungsmomente der Gurtungen sich wie deren Trägheitsmomente verhalten, eine Annahme, die für die beiden Grenzfälle sich mathematisch streng richtig erweist und für zwischenliegende Fälle für die gebräuchlichen Brücken- und Hochbaukonstruktionen praktisch zulässig ist. Vierendeel leitet für den Fall einer gebrochenen Obergurtlinie Formeln für die wagerechten Kräfte unter vereinfachenden Annahmen ab. (Schrift von W. Mertens, S. 24, Formel 16 u. 17.) Diese Formeln sind ähnlich denen für Paralleträger und gelten eigentlich nur für den Fall, daß das Trägheitsmoment des Obergurtes verschwindet; sie sind aber laut Nachweis von Vierendeel auch zur Berechnung der Pfostenquerkräfte in den anderen Fällen geeignet.

Die Brauchbarkeit der hier abgeleiteten Formeln soll nun an zwei Beispielen gezeigt werden, die mit Anwendung der Formeln 34 durchgerechnet werden.

19. **Beispiel 1.** Parabelträger ohne Streben. Es soll das Kräftespiel für den Fall von gleichmäßiger Vollast ermittelt werden. Bekanntlich werden in diesem Fall die Pfosten auf Zug, der Obergurt auf Druck, der Untergurt auf Zug beansprucht.

Das gleiche Ergebnis müssen die Formeln liefern.

Der Träger ist in Abb. 4 dargestellt.

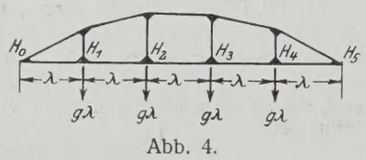


Abb. 4.

Wegen Symmetrie der Anordnung und Belastung ist

$$H_0 = -H_5,\quad H_1 = -H_4,\quad H_2 = -H_3.$$

Ferner ist, da bloß lotrechte Kräfte einwirken:

$$\mathfrak{M}_i^u = \mathfrak{M}_i^0 = \mathfrak{M}_i,\quad \mathfrak{M}_1 = 2g\lambda^2,\quad \mathfrak{M}_2 = 3g\lambda^2.$$

J gleich für alle Stäbe.

Zur Vereinfachung der Zahlenrechnung wollen wir die Pfeilhöhe der Parabel mit $\left(\dfrac{25}{8}\lambda\right)1/6 = f$ annehmen. Es wird dann

$$h_1 = 1\cdot 4\cdot 4\cdot\frac{25}{8}\cdot\frac{1}{25}\cdot\frac{1}{6}\lambda = \frac{2}{6}\lambda,$$

$$h_2 = 2\cdot 3\cdot 4\cdot\frac{25}{8}\cdot\frac{1}{25}\cdot\frac{1}{6}\lambda = \frac{3}{6}\lambda,$$

$$h_0 = 0.$$

[2]) Der Vierendeel-Träger. Seine Berechnung und Konstruktion. Deutsch von Dipl.-Ing. Wilhelm Mertens. Düsseldorf 1912. Seite 8, Gl. 9.

$$\left.\begin{aligned} &H_0\frac{2\lambda}{6} - 1/3\,H_1\frac{4}{36}\lambda = -2g\lambda^2 \\ &(H_0+H_1)\left(\frac{2}{6}+\frac{3}{6}\right)\lambda + 1/3\,H_1\frac{4}{36}\lambda - 1/3\,H_2\frac{9}{36}\lambda = -(2+3)g\lambda^2 \\ &(H_0+H_1+H_2)\left(\frac{3}{6}+\frac{3}{6}\right)\lambda + 1/3\,H_2\frac{9}{36}\lambda - 1/3\,(-H_2)\frac{9}{36}\lambda \\ &\qquad = -(3+3)g\lambda^2. \end{aligned}\right\}$$

Diese drei Gleichungen genügen zur Bestimmung aller H-Werte, da wegen Symmetrie bloß drei Unbekannte vorhanden sind.

$$\left.\begin{aligned} &12H_0 - 4/3\,H_1 = -72g\lambda \\ &(H_0+H_1)30 + 4/3\,H_1 - 3H_2 = -180g\lambda \\ &(H_0+H_1+H_2)36 + 3H_2 + 3H_2 = -216g\lambda \end{aligned}\right\}$$

$H_0 = -6g\lambda + \dfrac{H_1}{9}$; setzt man diese Beziehung in die zwei folgenden Gleichungen ein, so erhält man

$$H_1 = H_2 = 0,\quad \underline{H_0 = -6g\lambda.}$$

Dieser Wert ist gleich dem wagerechten Schube eines Parabelbogens mit drei Gelenken

$$\mathfrak{H} = \frac{\mathfrak{M}_{max}}{f} = \frac{25}{8}g\lambda^2\,\frac{1}{\frac{25}{8}\cdot\frac{1}{6}\lambda} = 6g\lambda.$$

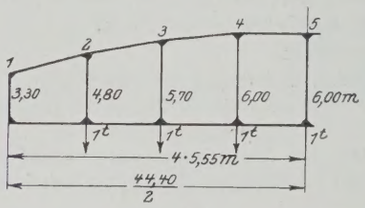


Abb. 5.

20. **Beispiel 2.** Halbparabelträger. Es soll der in Abbild. 5 dargestellte Träger berechnet werden. Dasselbe Beispiel ist in dem in Fußnote 2 erwähnten Werk S. 25 behandelt.

Beide Gurtungen haben denselben Querschnitt; die obere Gurtung ist einer Parabel eingeschrieben.

Für die einzelnen Knotenpunkte ist:

	h	h^2	$\mathfrak{M}$	$\dfrac{h^2}{l}$
1	3,30	10,89	0	1,961
2	4,80	23,04	19 425	4,154
3	5,70	32,49	33 300	5,854
4	6,00	36,00	41 625	6,493
5	6,00	36,00	44 400	6,493
	m	m²	mkg	m

Aus den Gl. 34 entstehen mit den Zahlenwerten folgende Beziehungen ($\delta = 0$)

$$\left.\begin{aligned} &H_1(3{,}30+4{,}80) + 0{,}654\,H_1 - 1{,}385\,H_2 = -19\,425 \\ &(H_1+H_2)(4{,}80+5{,}70) + 1{,}385\,H_2 - 1{,}951\,H_3 = -19\,425 - 33\,300 \\ &(H_1+H_2+H_3)(5{,}70+6{,}00) + 1{,}951\,H_3 - 2{,}164\,H_4 = -33\,300 - 41\,625 \\ &(H_1+H_2+H_3+H_4)(6{,}00+6{,}00) + 2{,}164\,H_4 - 2{,}164\,H_5 \\ &\qquad = -41\,625 - 44\,400. \end{aligned}\right\}$$

Es durfte $H_i' = H_i'' = H_i$ gesetzt werden, da bloß lotrechte Lasten vorhanden sind.

Wegen Symmetrie der Anordnung und der Belastung ist $H_5 = 0$, so daß bloß vier Gleichungen aufgestellt werden müssen.

$$\left.\begin{aligned} &H_1\,8{,}754 - H_2\,1{,}385 = -19\,425 \\ &H_1\,10{,}50 + H_2\,11{,}885 - 1{,}951\,H_3 = -52\,725 \\ &H_1\,11{,}70 + H_2\,11{,}70 + H_3\,13{,}651 - H_4\,2{,}164 = -74\,925 \\ &H_1\,12{,}00 + H_2\,12{,}00 + H_3\,12{,}00 + H_4\,14{,}164 = -86\,025. \end{aligned}\right\}$$

Aus diesen Gleichungen ergibt sich:

	Vierendeel erhielt		
$H_1 = -2586$ kg	$\pi_1 = 2769$	bezw.	2661
$H_2 = -2366$ „	$\pi_2 = 2143$		2222
$H_3 = -1361$ „	$\pi_3 = 1305$		1327
$H_4 = -725$ „	$\pi_4 = 700$		705
$\Sigma H = 7029$ kg	6917		6914
	nach Gl. 16		17

Siehe W. Mertens a. a. O., S. 24 u. 25.

Es soll darauf hingewiesen werden, daß Vierendeel die beiden π-Reihen erhält aus Formeln, die für den Fall eines schlaffen Obergurts abgeleitet wurden, weil diese Annahme bei beliebigem Verhältnis der Trägheitsmomente noch brauchbare Ergebnisse für die π-Werte liefert. Der Wendepunkt auf jedem Pfosten ist natürlich den Verhältnissen entsprechend zu berechnen.

Die von mir berechneten Werte für die H sind mit Ausnahme des von H_1 größer als die von Vierendeel angegebenen. Ebenso erhielt Vierendeel nach der genauen Theorie für die π-Werte eines Paralleträgers größere Werte als nach der Näherungsannahme — Annahme von Gelenken in den Pfostenköpfen — mit Ausnahme des Wertes von π_1.

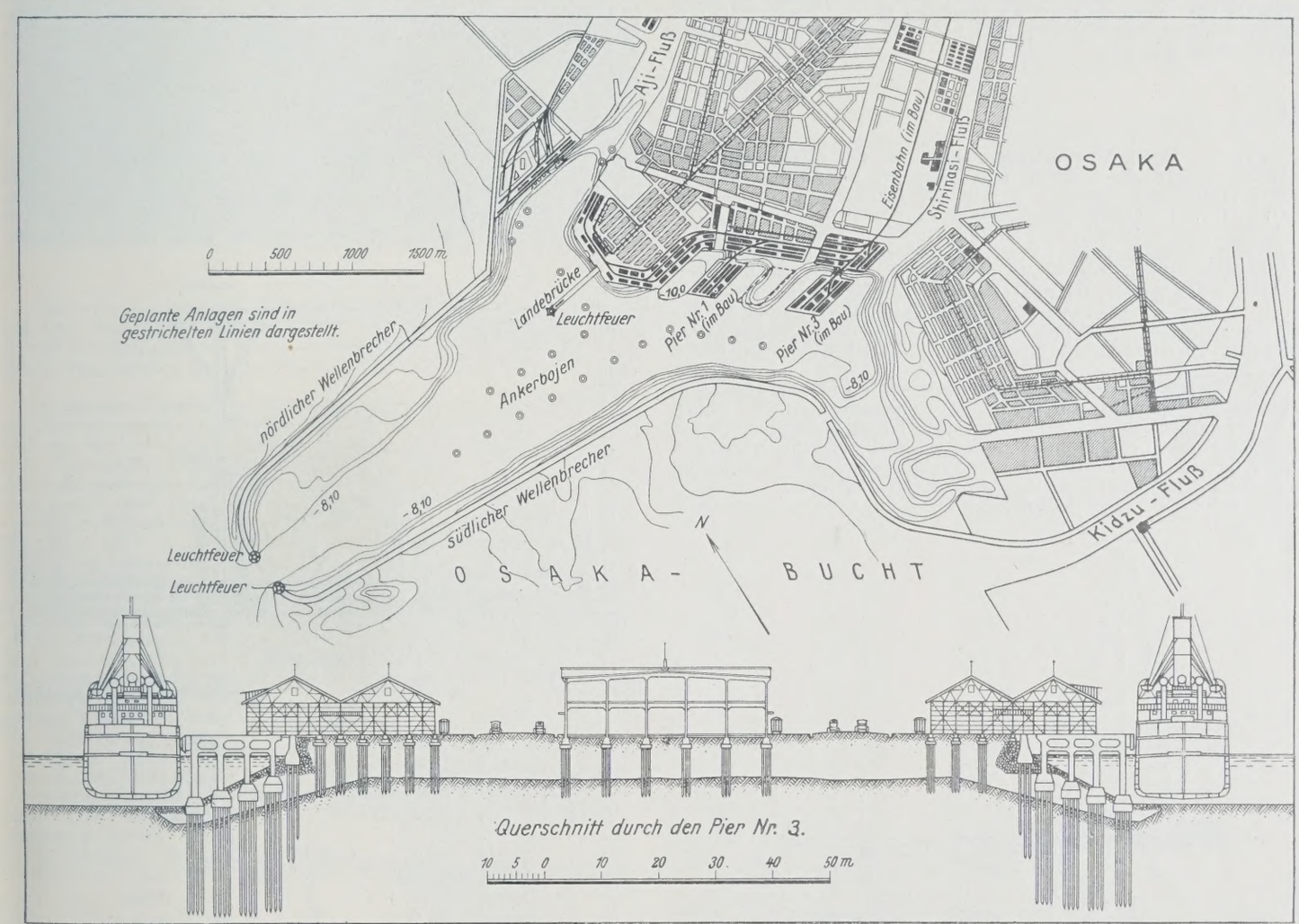
21. Aus den Rechnungsbeispielen geht sowohl die Brauchbarkeit der abgeleiteten allgemeinen Formeln als auch die Einfachheit der Berechnung hervor. Es erscheint zulässig, auch für andere Verhältnisse der Trägheitsmomente die Formeln zur Berechnung der Pfostenquerkräfte zu verwenden — was auch Vierendeel als zulässig erklärt für seine mit anderen Annahmen abgeleiteten Formeln — und nur die Aufteilung der Biegungsmomente entsprechend den Trägheitsmomenten auf beide Gurtungen vorzunehmen.

Die weitere Durchrechnung der einzelnen Querschnitte bietet keine Schwierigkeiten, ebenso wenig die Ermittlung der Durchbiegung. Es ist auch ohne weiteres einzusehen, daß die Berechnung von zusammengesetzten Fachwerken, wie Bogen mit Zugband, Streckträger mit Stabbogen, Hängebrücken u. dergl. mehr keine großen rechnerischen Schwierigkeiten bietet und die Ableitung von Formeln für den wagerechten Schub derartiger Tragwerke, sobald man die Steifigkeit des Pfostenfachwerks ermittelt hat, nicht schwierig ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Hafen von Osaka.

Osaka, die zweitgrößte Stadt Japans, mit einer Bevölkerung von über 1 500 000 Menschen, liegt an der innersten Ecke der Osaka-Bucht, neben der Mündung des Flusses Yodo. Sie hat einen Umfang von etwa 34 km und bedeckt eine Fläche von etwa 73 km². Sie ist von Kyoto, der früheren Hauptstadt des Landes, die 43 km in nordwestlicher Richtung entfernt ist, und von Kobe, das 26 km westlich von ihr gleichfalls an der Osaka-Bucht liegt und zu den führenden Seehäfen Japans gehört, leicht zu erreichen.



Die Entwicklung der Stadt Osaka dürfte ihren Ursprung in dem Flusse Yodo haben, der mit zahlreichen Kanälen in der Stadt, die eine Länge von etwa 64 km haben, verbunden ist.

Obwohl Osaka die wichtigste Handels- und Industriestadt Japans ist, beschränkte sich ihr Handel bis zum Jahre 1868 fast ganz auf den Verkehr mit dem Inlande. Erst nach dem Abschluß von Handels- und Freundschaftsverträgen zwischen den hauptsächlichsten europäischen Ländern und Japan begann die Entwicklung zu der heutigen Blüte. Ein lange gehegter Wunsch, einen neuen Hafen mit ausreichender Ausstattung, um ihn zum Schiffahrtmittelpunkte des Ostens zu machen, zu erbauen, ist innerhalb von acht Jahren mit einem Kapitalaufwande von 22 570 400 Yen verwirklicht worden. Der Hafen zerfällt in zwei Teile, den Innen- und den Außenhafen. Der Außenhafen wird von einem südlichen und einem nördlichen Wellenbrecher umschlossen. Die Einfahrt zwischen den Köpfen der beiden Wellenbrecher hat 200 m Sohlenbreite. Der Binnenhafen wird durch einen Binnenhafendamm geschützt, der sich an den südlichen Wellenbrecher anschließt. Ungefähr 500 ha der gesamten umschlossenen Wasserfläche sollen aufgehöht und zu Ansiedlungen für Handelszwecke benutzt werden. Die Entfernung zwischen dem neuen Gelände am Außenhafen und der Hafeneinfahrt beträgt 3100 m. Die Hauptmaße[1]) sind folgende:

	Breite	Fläche
Außenhafen	900 bis 1275 m	360 ha
Binnenhafen	450 „ 540 „	140 „
Mündung des Aji-Flusses	216 „ 360 „	16 „
Mündung des Shirinashi-Flusses . . .	126 „ 144 „	13 „

	Anzahl	Gesamtlänge	Fläche
Kaimauern	4	1740 m	3500 ha
Eiserne Pieranlagen	5	860 „	1600 „
Betonpieranlagen	1	126 „	120 „

Eine Anzahl von Kanälen soll durch das aufgehöhte Gelände hindurchgeführt werden. Die Bahnverbindung des Hafens wird durch zwei Linien erzielt, eine nördliche, die vom Hauptbahnhof der Stadt herkommt, und eine südliche, die in dem Bahnhof Imamiya an drei Lokalbahnen anschließt. Die Arbeiten wurden im Jahre 1897 durch die Stadt begonnen. Zu den Kosten trug der Staat durch einen Barzuschuß in Höhe von 4 680 000 Yen und durch Überweisung einer Fläche im Werte von 1 900 000 Yen bei. Im Jahre 1906 wurde ein weiterer Ausbau mit einem auf zehn Jahre verteilten Kostenbedarf von 2 200 000 Yen in Angriff genommen. Beträchtliche Kostensteigerungen auf dem Baustoff- und Arbeitsmarkt machten vom Jahre 1915 ab die Aufwendung weiterer 15 750 000 Yen erforderlich.

Abgesehen von den erwähnten Hauptbauwerken werden die erforderlichen Uferbefestigungen, Piers, Schuppen, Speicher, Bojen, Bagger usw. hergestellt oder beschafft. Dazu traten Schlepper, Wasserboote, Krane usw.

[1]) Siehe The Dock and Harbour Authorithy, 5. Jahrg., Heft 52, S. 99 u. f.

Der Hafen ist jetzt so weit ausgebaut, daß die aus der nachstehenden Tabelle ersichtliche Zahl von Schiffen gleichzeitig löschen oder laden kann.

Fahrzeuggröße	An Kaimauern	An Bojen	An Piers	Auf Ankerplätzen
über 10 000 t	8	8	—	—
7000 bis 10 000 t	—	7	—	—
etwa 5 000 t	—	—	8	—
etwa 3 000 t	—	3	1	80

Zugleich mit der Ausführung der Bauwerke wurden die erforderlichen Behörden usw. eingerichtet: das Hafenamt, das Zollamt, Werften, Post- und Telegraphenamt, Banken usw.

Die Ein- und Ausfuhr in dem Hafen hat von Jahr zu Jahr, besonders aber nach dem Weltkriege, zugenommen. Zahl und Tonnengehalt der angekommenen Fahrzeuge gehen aus der nebenstehenden Tabelle hervor.

Bemerkenswert ist, daß die Ausfuhr dem Gewicht nach nur etwa die Hälfte bis ein Drittel der Einfuhr ausmacht, während sie dem Werte nach stets etwas mehr beträgt, daß also der Hafen bei einem in den Jahren 1918 bis 1922 durchschnittlich 2,5 Milliarden Yen betragenden Gesamtumsatz während der Zeit von 1913 bis 1922 immer einen Ausfuhrüberschuß geliefert hat.

Jahr	Dampfer		Segelschiffe		Leichter	Insgesamt	
	Zahl	Tonnage	Zahl	Tonnage		Zahl	Tonnage
1913	9 495	6 003 406	54 040	1 580 209	52 625	116 160	8 636 115
1914	9 869	6 740 030	46 965	1 410 754	54 605	111 439	9 242 884
1915	10 461	7 134 423	44 232	1 395 505	60 374	115 067	9 737 408
1916	10 690	6 801 598	49 256	1 600 633	69 819	129 765	9 801 611
1917	10 525	6 531 750	62 507	1 802 270	62 221	135 253	9 578 440
1918	10 052	6 242 586	65 929	1 922 652	83 185	159 166	9 828 938
1919	10 657	7 205 075	68 051	2 091 875	72 983	151 691	10 751 610
1920	10 811	7 739 378	63 362	1 960 201	103 023	177 196	11 760 039
1921	10 854	9 341 000	68 653	1 981 684	91 197	170 704	13 147 242
1922	11 638	11 805 487	78 957	2 011 041	85 772	176 367	15 531 968

Dies Ergebnis ist bei dem außerordentlich geringen Hinterlande des Hafens sowie der teilweise nicht ganz glücklichen und daher in Bau und Betrieb teuren Anordnung der Hafenanlagen recht erstaunlich und liefert so ein Beispiel für den außerordentlichen Aufschwung, den Japan insonderheit nach dem Weltkriege genommen hat und den auch die Naturkatastrophen der letzten Jahre nur vorübergehend werden hemmen können. —dt.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 20. April erschienene Heft 8 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. Herm. Kattentidt: Die Eisenbetonkonstruktionen des Hans-Sachs-Hauses in Gelsenkirchen. — Dr.-Ing. D. Pistriakoff: Eisenbetonbrückenbauten in der Türkei. — Eduard Thran: Vereinfachtes Verfahren zur Bemessung der Schubbewehrung bei Balken und Plattenbalken mit konstantem Querschnitt. — Bauingenieur Klagas: Bestimmung der Stützenkopfmomente von *n*—1-schiffigen Hallenbindern. — Dr. Haegermann: Über die Normen von Portlandzement. — Dr. Fritz Emperger: Senkbrunnen aus gerammten Pfählen. — 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin.

Erneuerung des eisernen Überbaues von Eisenbahnbrücken in Ostpreußen. Im Winter 1924/25 hat das Lauchhammerwerk der Mitteldeutschen Stahlwerke A.-G. in Lauchhammer für die Reichsbahndirektion Königsberg sechs eiserne Brücken ausgewechselt, die alle die gleiche Stützweite von 20,8 m hatten; nur eine Brücke war um 200 mm länger. Bei allen sechs Brücken handelt es sich um die Erneuerung von Gitterträgerbrücken durch Blechträgerbrücken in St 48. Die einzelnen Bauwerke sind:

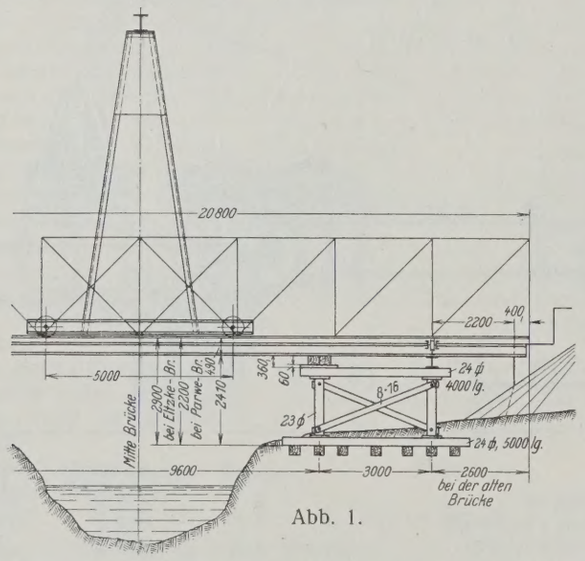


Abb. 1.

1. Brücke über die Beek im km 64,6 der Strecke Allenstein—Königsberg;
2. Brücke über die Parwe in km 82,97 der Strecke Königsberg—Tilsit;
3. Brücke über die Elske in km 3,36 der Strecke Güldenboden—Allenstein;
4. Brücke über die Weeske in km 5,84 der Strecke Güldenboden—Allenstein;
5. Brücke über die Passarge in km 85,64 der Strecke Güldenboden—Allenstein;
6. Brücke über den Tilseleﬂuß in km 4,228 der Strecke Tilsit—Stallupönen.

Die ersten fünf Brücken hatten ein Gewicht von je 39 t, die sechste Brücke ein solches von 41 t. Die erste Brücke, die dem Verkehr übergeben wurde, war die unter 3. genannte Elskebrücke.

Die Auswechslung der Überbauten geschah in der Weise, daß die neuen Brücken neben den alten montiert wurden und dann in einer Betriebspause mittels kleiner, eigens hierzu konstruierter Verschiebewagen auf Verschiebebahnen aus- bezw. eingefahren wurden. Deutlich dargestellt ist dieser Montagevorgang in Abb. 1 bis 3. Die Rüstung war naturgemäß bei den verschiedenen Brücken auch verschieden. Bei einzelnen konnten die Gerüstböcke auf festes Land gestellt werden, bei anderen waren die Pfähle zu rammen. Nach dem Ausfahren der alten und Einfahren der

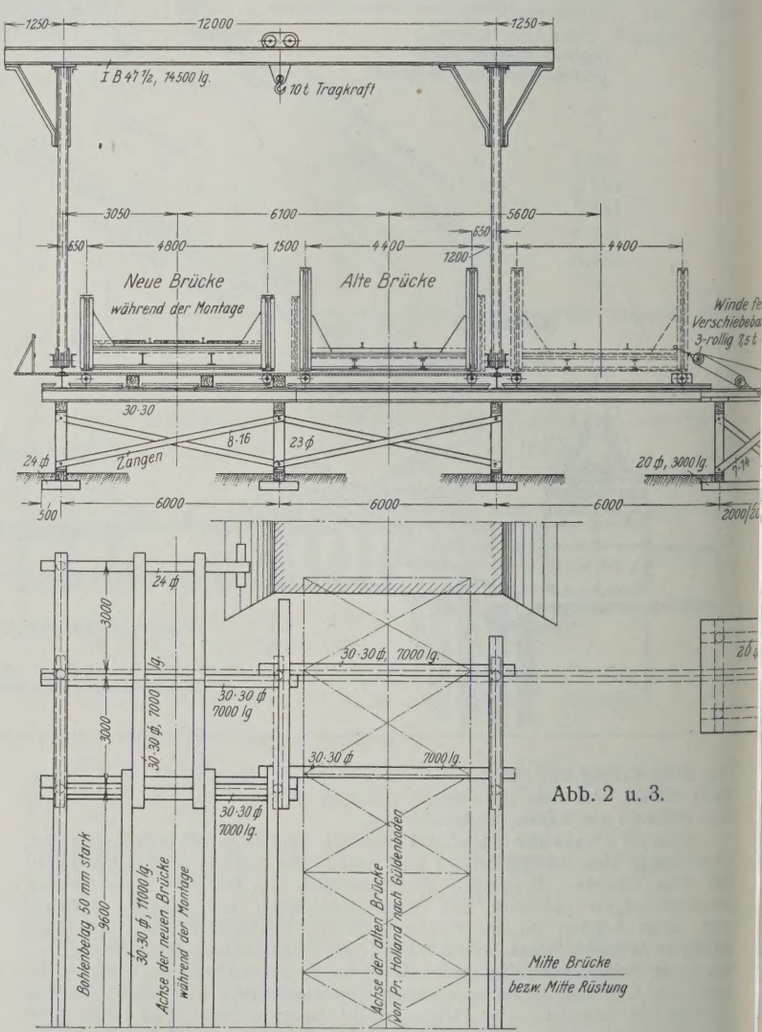


Abb. 2 u. 3.

neuen Überbauten wurden die alten zerschnitten und auf Eisenbahnwagen abgefahren. Der in Abb. 1 u. 2 dargestellte Portalkran diente nur zur Montage der Brücke und wurde vor dem Einfahren entfernt. Das Aus- und Einfahren der Brücken einschl. der Wiederherstellung der neuen Gleise, d. h. die völlige Inbetriebsetzung der neuen Brücken, dauerte 2 bis 2½ Stunden.

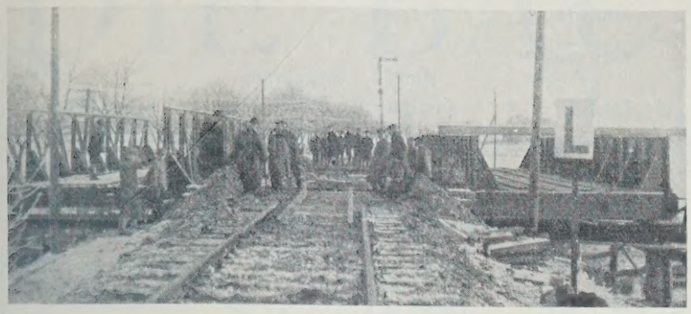


Abb. 4.

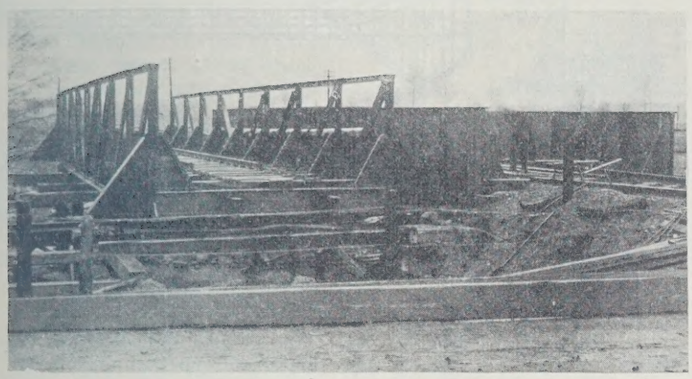


Abb. 5.

Abb. 4 u. 5 zeigen den Umbau der unter 1. genannten Beek-Brücke, und zwar stellt Abb. 4 den Zustand dar, wie die alte Brücke ausgefahren ist und die Stahlgußlager verlegt werden, während bei Abb. 5 die neue Brücke eingeschoben und die Strecke wieder betriebsfertig ist.

Besondere Formen von Eisenbetonspundbohlen. Die Besonderheit der Eisenbetonspundwand Ravier („Die Bautechnik“ 1926, Heft 41, S. 620) und der von der Grün & Bilfinger A.-G. in Tanga ausgeführten Wand („Die Bautechnik“ 1927, Heft 9, S. 115/116) besteht einmal darin, daß durch die T-förmige Gestalt der Spundbohlen und bei der Tangaer Bauweise auch noch durch die Zwischenschaltung von I-förmigen Pfählen ein höheres Widerstandsmoment der Wand erreicht wird, und zum anderen darin, daß nicht an Ort und Stelle, sondern in der Werkstatt sozusagen fabrikmäßig hergestellte Bauteile verwendet werden. Der letztere Vorteil kann für Arbeitsstellen, wo die nötige Zahl im Eisenbetonbau geschulter Arbeitskräfte nicht zu beschaffen ist, von großer Bedeutung sein. Er gab für Tanga den Ausschlag. Die sämtlichen Einzelteile — Pfähle, Wandplatten, Ankerstangen, Ankerkasten und Gelenkbolzen — sind in Deutschland hergestellt, über See befördert und in Tanga mit nur wenigen weißen, sonst schwarzen Arbeitskräften eingebaut worden. Spielt die Frage der Arbeitskräfte nicht die gleiche Rolle, so bietet die Verwendung fertiger Teile zwar immer noch Vorteile, es wird aber in jedem Falle geprüft werden müssen, ob sie wirklich wirtschaftlicher ist. Dabei ist zu beachten, daß der Beton fertiger Bauteile, wenn er sechs Wochen alt ist, erheblich widerstandsfähiger gegen chemische Einflüsse ist als Beton, der diesen etwa schon in frischem Zustande ausgesetzt wird. Die verwickelt geformten Spundtafeln oder -pfähle werden sich aber nur bei sehr günstigen Bodenverhältnissen einigermaßen genau rammen lassen, auch das Einspülen wird sich — wenn auch der Boden geeignet ist — gerade wegen der unregelmäßigen Form nur durch eine sehr geübte Mannschaft mit genügender Genauigkeit durchführen lassen.

Bei dem in den Jahren 1917 und 1918 ausgeführten Bohlwerke der Kaiserlichen Werft in Danzig ist der in Abbild. 1 dargestellte T-förmige Bohlenquerschnitt verwendet worden[1]). Der 20 cm starke Steg lag auf

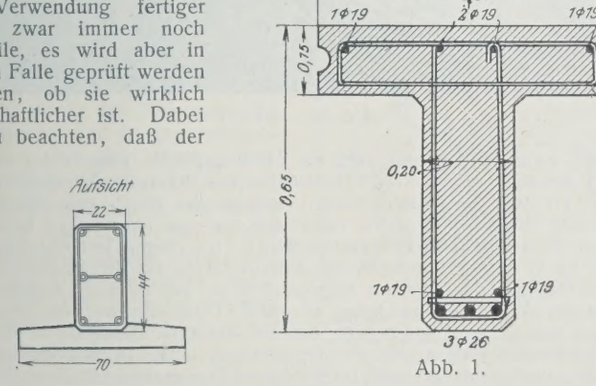
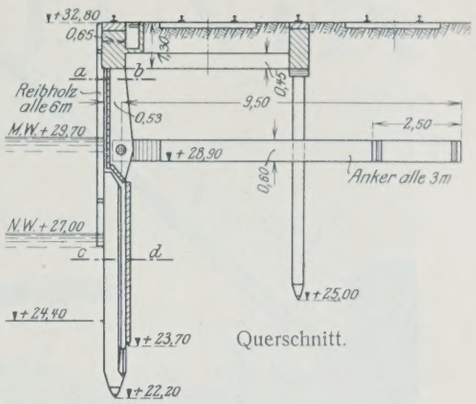
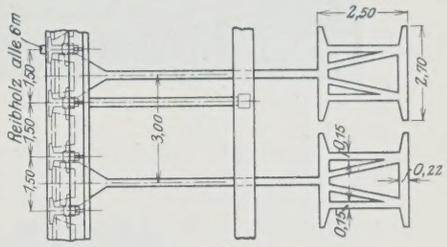


Abb. 3. Flügelpfahl der Ufermauer im Erft-Hafen in Neuß.

Abb. 1.





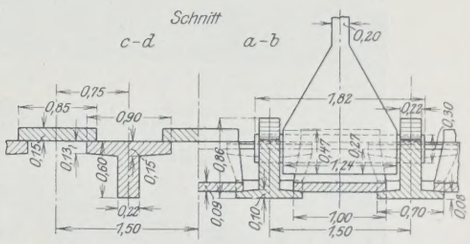


Abb. 2. Ufermauer im Erft-Hafen in Neuß.

der Vorderseite der die Wand bildenden 15 cm starken Platte. Der Steg war ursprünglich 40 cm breiter ausgeführt worden, mußte aber schmaler genommen werden, weil die Pfähle sich nicht rammen ließen. Trotzdem ist es auch dann nur teilweise geglückt, die Bohlen so genau einzubringen, daß die Nuten in der beabsichtigten Weise durch mit Zementmörtel gefüllte Juteschläuche gedichtet werden konnten.

Der theoretisch durchaus richtige Gedanke, den ursprünglich in der Form den hölzernen Spundbohlen nachgebildeten Eisenbetonspundbohlen die Form höheren Widerstandes gegen Durchbiegung zu geben, stößt also auf die Schwierigkeit der Ausführung der Wand durch Rammen oder Einspülen. Meines Wissens ist der Danziger Versuch bisher nicht wiederholt worden.

Die Angaben in Heft 9 der „Bautechnik“ 1927 sind noch insofern zu ergänzen, daß älter als die Ausführung in Tanga eine ebenfalls von der Grün & Bilfinger A.-G. in den Jahren 1910/11 im Erft-Hafen in Neuß ausgeführte 100 m lange Ufermauer ist. Auch hier sind wie bei der Tangaer Mauer alle Einzelteile in der Werkstatt hergestellt und dann zur Baustelle befördert worden. Abb. 2 gibt eine Übersichtszeichnung, Abb. 3 u. 4 zeigen den Flügelpfahl, Abb. 5 eine Ansicht des fertigen Bauwerks. Die Flügelpfähle sind in 1,50 m Abstand in den Kiesboden

[1]) Übersichts- und Einzelzeichnungen in der „Bautechnik“ 1925, Heft 22, S. 291, und Brennecke-Lohmeyer: Der Grundbau, 4. Aufl., Bd. 1, S. 156. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Hier auch gleiche Angaben über die Ufermauer in Tanga. Auch Abb. 3 ist dem letztgenannten Werke entnommen (S. 158, Abbild. 157).

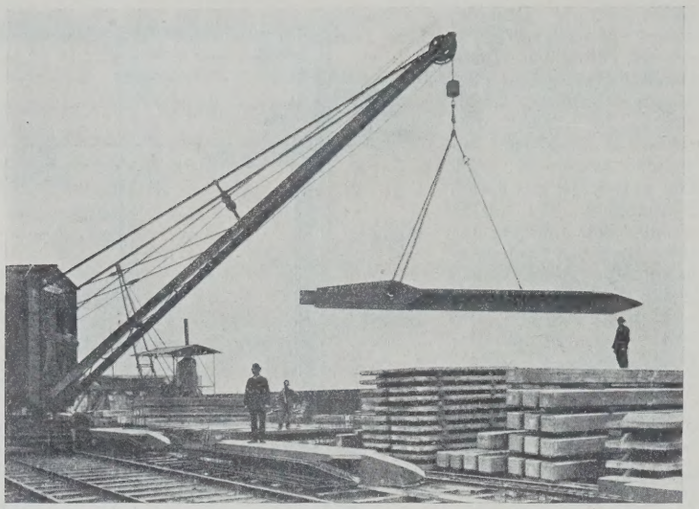


Abb. 4. Flügelpfahl der Ufermauer im Erft-Hafen in Neuß.

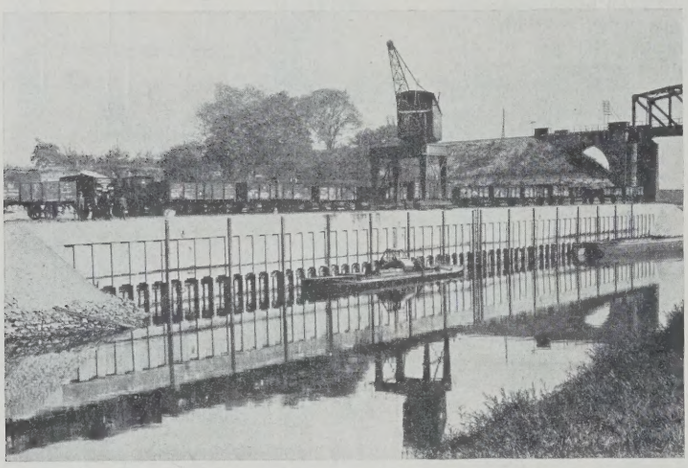


Abb. 5. Ansicht der Ufermauer im Erft-Hafen in Neuß.

2 m tief eingerammt worden. Sie sind 22 × 60 cm stark und tragen im unteren Teile eine 0,90 m breite Platte auf der Rückseite, im oberen Teile eine 0,70 m breite Platte auf der Vorderseite. Die so im unteren Teile entstandenen 0,60 m breiten Zwischenräume zwischen den Flügelpfählen sind durch rechteckige, 85 × 15 cm starke Platten überdeckt worden, die hinter den Pfählen 0,70 m tief eingerammt wurden. Im oberen Teile der Flügelpfähle wurden hinter ihre vorderen Platten 9 cm starke Platten von 1 m Breite gestellt. Diese Platten hatten unten einen Ansatz, der sich dem Übergangstück des Flügelpfahles anpaßte. Man sieht, daß der Pfahl außerordentlich verwickelt gestaltet ist. Die zwei Jahre später in Tanga ausgeführte Bauweise ist einfacher, womit aber nicht gesagt sein soll, daß sie leichter zu rammen war. Dr.-Ing. Lohmeyer.

Die Eisenbetonbogenbrücke über den Oued Saf-Saf bei Philippeville in Algier. Die Zahl der großen Brücken Französisch-Nordafrikas ist durch die am 27. Oktober 1925 eröffnete Brücke über den Oued Saf-Saf im Zuge der Straße Philippeville nach Filfila um eine weitere vermehrt worden. Nach einer Mitteilung von Willm in „Génie Civil“ vom 10. Juli 1926 ist das Bauwerk eine Eisenbetonbogenbrücke über sieben gleiche Öffnungen von je 23,29 m Spannweite auf Betonpfeilern, hat eine Gesamtlänge von 171 m und eine Breite von 6,50 m, wovon 5 m auf die Fahrbahn und je 0,75 m auf die beiden Gehwege entfallen.

Nach Abb. 1 und 2 besteht — auf Grund eines im Jahre 1923 ausgeschriebenen und von bekannten französischen Eisenbetonfirmen beschickten Wettbewerbes — das zur Ausführung bestimmte Tragwerk aus Paaren von parabolisch gekrümmten Fachwerkbogen mit parallelen Gurtungen sowie mit angehängter, als Zugband ausgebildeter Fahrbahn; sämtliche Bauglieder, einschließlich der Hängestangen, sind aus Eisen-

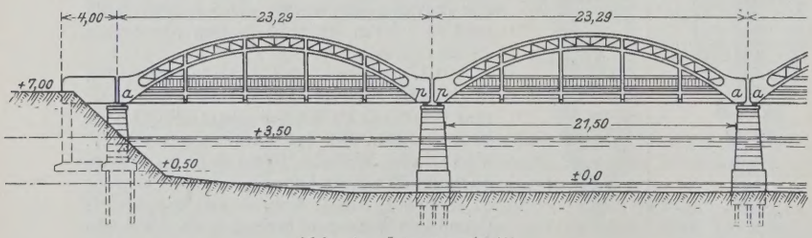
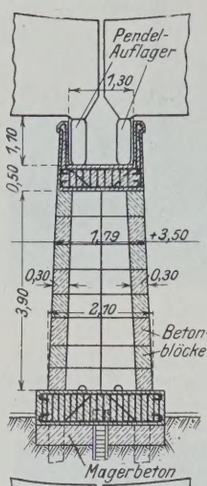


Abb. 1. Längenschnitt.

Abb. 3b.



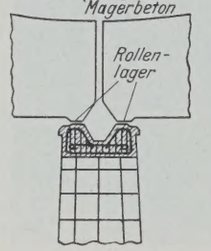
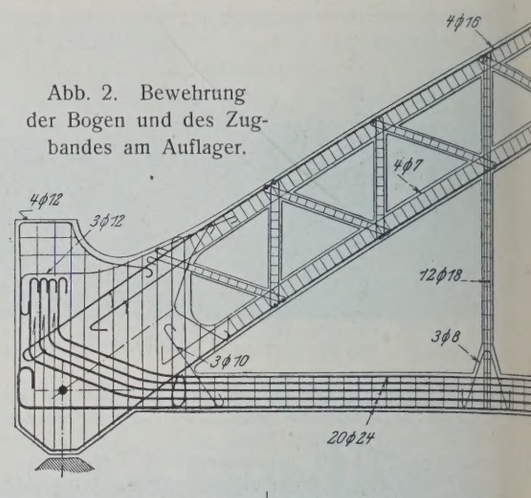


Abb. 3a.
Querschnitt durch den Pfeiler.

Abb. 2. Bewehrung der Bogen und des Zugbandes am Auflager.



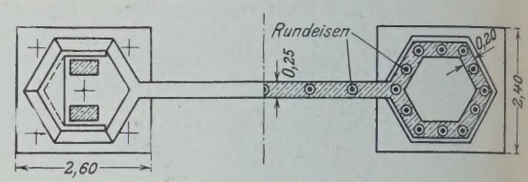


Abb. 4. Grundriß der Pfeiler.

beton. Nach Abb. 3 sind die einzelnen Bogen durch Bewegungsfugen getrennt und ruhen in der Weise auf den Pfeilern, daß die beiden benachbarten Enden zweier Bogen entweder auf Rollenlagern (Abb. 3a) oder auf 1,10 m hohen, gedrungenen Pendelstützen (Abb. 3b) gelagert sind. Jeder Brückenüberbau stellt also einen Zweigelenkbogen mit Zugband dar und wurde nach dem Verfahren der elastischen Formänderungen unter besonderer Berücksichtigung der Längenänderung des Zugbandes berechnet. Auch die Pendellauflager sind in Eisenbeton ausgeführt, bedürfen keinerlei Unterhaltung und laufen nicht wie gußeiserne Lager Gefahr, durch Verrostung im Laufe der Zeit teilweise oder völlig unbeweglich zu werden.

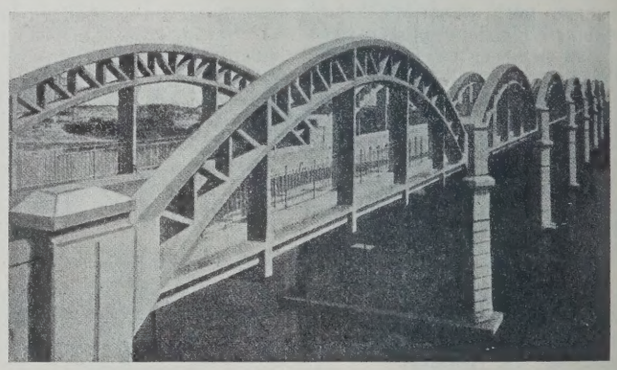


Abb. 5. Ansicht.

Die sechs Strompfeiler sind als Zwillingspfeiler ausgebildet und bestehen aus zwei sechseckigen Hohlsäulen aus Beton-Blockmauerwerk von 2,10 m größtem Außendurchmesser, miteinander durch eine Eisenbetonwand verbunden (Abb. 4). Sie ruhen auf einer im oberen Teil bewehrten Betonplatte und je fünf Eisenbetonpfählen. Im oberen Teil überträgt eine 50 cm starke Eisenbetonplatte die Auflagerlasten auf die Pfeilerwandung. Die Ausbildung der äußeren Bogenenden ist aus Abb. 2, diejenige der Widerlager in den Hauptzügen aus Abb. 1 zu ersehen; sie ruhen auf Pfählen und sind so konstruiert, daß sie keinerlei Erddruck in Richtung der Brücken-Längsachse zu übertragen haben. Die Berechnung geschah nach den noch heute gültigen französischen Eisenbetonbestimmungen vom Jahre 1906, jedoch mit den für Straßenbrücken vorgeschriebenen Belastungsannahmen vom 8. Januar 1915, wobei als Höchstbeanspruchung das Gewicht einer Straßenwalze von 18 t mit 3,30 m Achsabstand in Rechnung gesetzt wurde. Ki.

INHALT: Die eiserne Hohlschwelle mit starrer Schienenbefestigung. — Statische Berechnung der Vierendeelträger. — Der Hafen von Osaka. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Erneuerung des eisernen Überbaues von Eisenbahnbrücken in Ostpreußen. — Besondere Formen von Eisenbetonspundbohlen. — Eisenbetonbogenbrücke über den Oued Saf-Saf bei Philippeville in Algier.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 29. April 1927 Heft 19

Die Pumpwerke des Astheim-Erfelder Entwässerungsverbandes im hessischen Kreise Groß-Gerau.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberbaurat **Hauck**, Darmstadt.

Das Gebiet des Astheim-Erfelder Entwässerungsverbandes ist der südliche Teil der rechtseitigen hessischen Rheinebene, die sich als etwa 15 km breiter und 40 bis 50 km langer Geländestreifen von Süden nach Norden erstreckt (Abb. 1). Es ist im Westen durch den Rheinstrom begrenzt, der zu Zeiten seiner Verwilderung einen etwa 8 km breiten Streifen unmittelbar beeinflußte. Am Fuße des Odenwaldes, der östlichen Grenze, schlängelte sich der Neckar, von Ladenburg an, in zahlreichen Schleifen und Hochwassermulden in trägem Lauf an Groß-Gerau vorbei und mündete, wohl noch bis vor 2000 Jahren, bei Trebur in einen Rheinarm. Diese tiefliegenden Flächen der alten Rhein- und Neckarmulden leiden stark an Verwässerung durch

1. das mangelhaft abfließende Niederschlagwasser,
2. das Druckwasser bei hohen Rheinwasserständen,
3. den hohen Grundwasserstand.

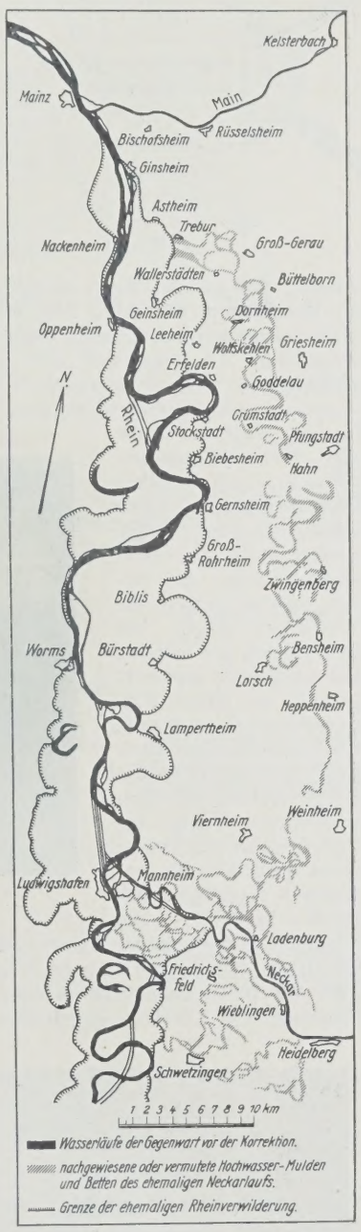


Abb. 1. Aus A. Mangolds Übersichtskarte der alten Neckarbetten in der Rheinebene.

Besonders gefährdet ist das zwischen Schwarzbachdamm, Rheindamm und Landgraben gelegene Gebiet, für das durch Gesetz vom 11. Juni 1923 der Astheim-Erfelder Entwässerungsverband als Zwangsgenossenschaft gebildet wurde (Abb. 2). Er umfaßt eine Fläche von 4300 ha, bestehend aus Teilen der Gemarkungen Astheim, Berkach, Dornheim, Erfelden, Geinsheim, Leeheim, Trebur und Wallerstädten. Das Gebiet soll entwässert, geeignetenfalls bewässert und gleichzeitig dabei die Feldbereinigung durchgeführt werden.

Das ganze Gebiet entwässert seither durch die Naundel-, die Bornspreng- und die Dammeslachschleuse in den Schwarzbach. Dieser Bach ist zwar eingedeicht, das Hochwasser des Rheins staute aber bis zum Jahre 1880 in den Schwarzbach zurück und hob dann die Vorflut aus dem „Ried“ auf. Seit 1880, in welchem Jahre die Schleuse oberhalb Ginsheim mit zwei Stemmtoren erbaut wurde, kann das Rheinhochwasser durch Schließen der Tore vom Schwarzbach ferngehalten werden, aber der Zufluß des Schwarzbach-Hochwassers erhöhte allmählich bei länger andauerndem Rheinhochwasser den Wasserstand im Schwarzbach, so daß die Vorflut für das Niederungsgebiet doch aufgehoben wurde. Auch die Erbauung des Schwarzbach-Pumpwerks im Jahre 1913, das bei aufgehobener Vorflut des Schwarzbachs infolge der geschlossenen Tore das Wasser nach dem Rhein überpumpen soll, konnte eine stets wirksame Vorflut für die Niederung nicht herbeiführen. Um die Entwässerung des Gebietes unabhängig von den Wasserständen des Schwarzbachs zu machen, wurde sie unmittelbar in den Rhein vorgesehen. Der sogenannte „Kleine Rhein“, beginnend an der Hohenau und endigend bei Ginsheim, ist durch einen Steindamm, ein Wehr, gegen den eigentlichen Rhein abgeschlossen, über das im allgemeinen kein Wasser fließt, so daß im Kleinen Rhein ein Wasserstand vorhanden ist, wie er sich durch die Höhe des Wasserspiegels in Ginsheim ergibt. Der Höhenunterschied zwischen Wasserstand im Rhein und dem „Kleinen Rhein“ beträgt im allgemeinen etwa 75 cm. Diese Vorflutverbesserung wurde für das ganze Niederungsgebiet dadurch erreicht, daß der das ganze Gebiet von Erfelden her, an Geinsheim und westlich von Astheim vorbei durchziehende Hauptkanal in den kleinen Rhein ausmündet. Bei aufgehobener Vorflut infolge Steigens des Rheins und Überflutung des Steindammes wird das Wasser dieses Hauptkanals in den Rhein übergepumpt. Um nicht das gesamte Wasser dieses 16 km langen Entwässerungsgrabens nach der Einmündungstelle in den Kleinen Rhein führen zu müssen, ist das Meliorationsgebiet in drei Entwässerungsgebiete zerlegt. Bei aufgehobener Vorflut sorgen drei Pumpwerke für Abführung des Wassers. Das eine mit 1,5 m³ sekundlicher Leistung wird in der Nähe des Kammerhofes, westlich von Leeheim, am Rheindamm errichtet, das zweite mit 2,5 m³ Leistung an der sogenannten Wächterstadt, gegenüber Oppenheim, und das dritte mit 2 bis 3 m³ an der Kreuzung des Kanals mit dem Landdamm oberhalb der Ausmündung in den Kleinen Rhein. Zahlreiche Seitengräben führen dem Hauptkanal das Wasser zu. In dem 4300 ha großen Gebiet sind rd. 250 km Grabenanlagen vorgesehen, die einen Bodenaushub und Bodentransport von etwa 700 000 m³ erfordern. Die Neueinteilung der zerschnittenen Grundstücke und die Zugänglichmachung des neuen Besitzes erfordern Weganlagen von zusammen über 300 km Länge.

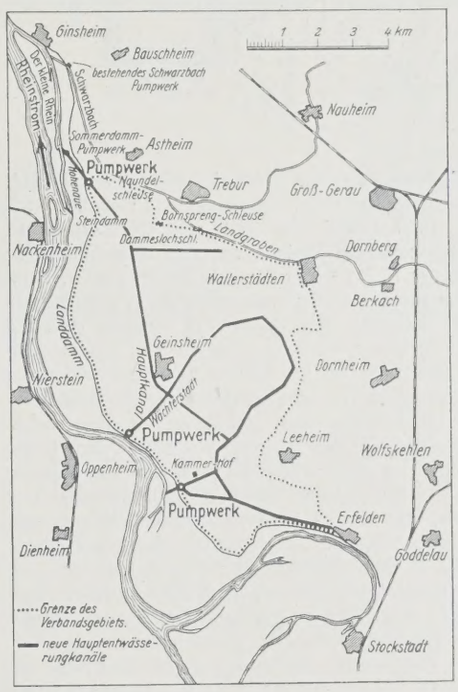


Abb. 2. Übersichtskarte des Gebietes des Astheim—Erfelder Entwässerungsverbandes.

Bei Offenlegung der Pläne für das Unternehmen wurde u. a. von der Gemeinde Astheim betont, daß das Hochwasser des Rheins in die Kanalstrecke vom Kleinen Rhein bis zum Landdamm einstaue, wodurch das zwischen dieser Kanalstrecke und dem Schwarzbach gelegene Gebiet mehr als seither unter Druckwasser bei anstauendem Rhein zu leiden hätte. Das gleiche gelte für die Hohenau. Die Bedenken wurden für berechtigt erklärt, und dem Verband wurde aufgegeben, ein weiteres Pumpwerk am „Kleinen Rhein“ in dem diesem parallel laufenden Sommerdamm zu errichten und eine Schleuse anzulegen, die geschlossen werden könne, wenn der Wasserstand des Rheins die Geländehöhe überschreite und die Gefahr erhöhten Druckwassers für dieses Teilgebiet entstehe. Erreicht das Rheinwasser die Sommerdammhöhe, dann muß der Betrieb am Sommerdamm-Pumpwerk eingestellt und das Pumpwerk im Landdamm in Betrieb gesetzt werden. Das kleine, vierte Pumpwerk erhält ein Pumpenaggregat von 1000 l/Sek. Leistung.

Im Jahre 1925 wurde als erstes das im Zentrum des Entwässerungsgebiets gelegene Pumpwerk an der Wächterstadt errichtet (Abb. 3,

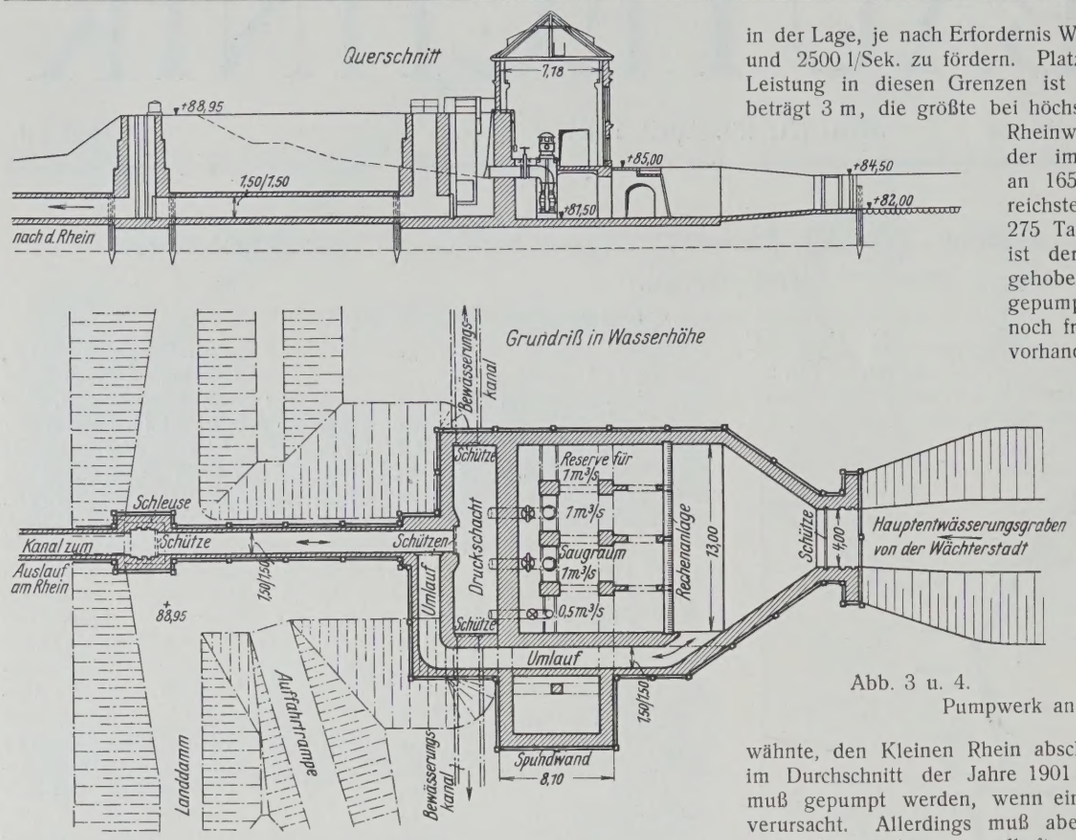


Abb. 3 u. 4.

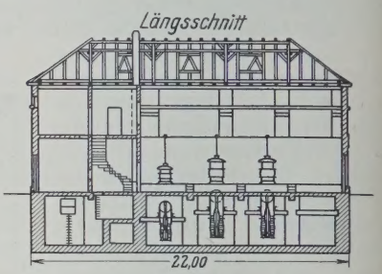


Abb. 5.

Pumpwerk an der Wächterstadt.

in der Lage, je nach Erfordernis Wassermengen von 500, 1000, 1500, 2000 und 2500 l/Sek. zu fördern. Platz für eine vierte Pumpe von beliebiger Leistung in diesen Grenzen ist vorgesehen. Die normale Förderhöhe beträgt 3 m, die größte bei höchstem Rheinwasserstand 5 m. Bei einem Rheinwasserstand am Auslauf von + 84 m, der im Durchschnitt der Jahre 1901 bis 1910 an 165 Tagen im Jahre und im niederschlagreichsten Jahr dieser Zeitperiode 1910 an 275 Tagen erreicht bezw. überschritten war, ist der freie Ausfluß nach dem Rhein aufgehoben. Doch braucht nicht an allen Tagen gepumpt zu werden, da dann zum Teil immer noch freie Vorflut nach dem „Kleinen Rhein" vorhanden ist. Erst wenn das oben erwähnte, den Kleinen Rhein abschließende Steinwehr überflutet ist, was im Durchschnitt der Jahre 1901 bis 1910 an 88 Tagen der Fall war, muß gepumpt werden, wenn eine Verwässerung des Gebietes Schaden verursacht. Allerdings muß aber auch in einer Vegetationsperiode bei vorhandener, aber mangelhafter Vorflut durch Pumpen eine raschere Wasserabführung herbeigeführt werden.

4, 5 u. 6). Bei niedrigem Rheinwasserstand fließt das Wasser des Hauptentwässerungsgrabens, der 4 m Sohlenbreite, Böschungen in Neigung 1 : 2, ein Gefälle von 25 cm auf 1000 m und eine Tiefe von durchschnittlich 2 m hat, durch den 1,5 × 1,5 m weiten Umlauf und den Auslaufkanal in den Rhein (Abb. 3). Steigt der Rhein höher als das Binnenwasser, dann wird das Schütz zwischen Umlauf und Auslauf nach dem Rhein geschlossen, das Wasser wird dann vom Saugraum aus durch drei Pumpen gehoben und nach dem Druckschacht befördert, von wo es durch den Auslauf nach dem Rhein abfließt. Im Landdamm ist ein Schütz in einem Schleusenschacht angelegt, das bei Störungen im Pumpbetrieb oder bei drohender Gefahr zur Abhaltung des Rheinhochwassers geschlossen werden kann. Das Pumpwerk dient gleichzeitig zur Bewässerung der hinter dem Landdamm gelegenen Ländereien. Ist eine solche in trockenen Jahreszeiten wünschenswert, dann fließt das Rheinwasser durch den Auslaufkanal und Umlauf nach dem Saugraum, von wo es in den Druckschacht gepumpt und bei geschlossenem Schütz zwischen Auslaufkanal und Druckschacht den Bewässerungsgräben, die in der „Wächterstadt" angelegt werden, zugeführt wird. Durch Anlage eines Holzschützes zwischen Hauptentwässerungsgraben und dem Bauwerk hat man bei dem geringen Gefälle der Gräben auch die Möglichkeit, eine Einstaubewässerung (Grundanfeuchtung) vorzunehmen. Beim Bau des Pumpwerks entstanden durch Schaffung der Bewässerungsmöglichkeit keine besonderen Mehrkosten. Es können deshalb für eine Bewässerung die reinen Betriebskosten als Gesamtkosten angenommen werden. Bei 1000 l/Sek. Fördermenge und 3 m Hubhöhe ist ein Energieaufwand von 46 kW nötig. Bei 12-stündigem Betrieb entsteht bei rd. 8 Pf. für 1 kW/Std. Stromkosten eine Gesamtausgabe von 44 R.-M., so daß 1 m³ Bewässerungswasser $^1/_{10}$ Pf. kosten wird.

Wie schon erwähnt, kamen drei Pumpen zur Aufstellung, von denen zwei normal je 1000 l/Sek. und eine 500 l/Sek. fördern. Man ist dadurch

Als Pumpen wählte man M.A.N.-Schraubenschaufler. Sie bestehen im wesentlichen aus einem schiffsschraubenähnlichen Laufrad (Abb. 7) in einem Röhrengehäuse, das mittels radialer Rippen die Wellenlager trägt. Die Rippen sind im unteren Führungskörper senkrecht gestellt, im oberen Führungskörper als gekrümmte Leitschaufeln angeordnet. Das Laufrad hat drei Flügel und ist auf einer senkrechten Welle befestigt, wobei die achsiale Belastung durch ein besonderes Kugellager aufgenommen wird. Die Schaufeln reichen in das Unterwasser, so daß der Betrieb jederzeit ohne Entlüftung sofort aufgenommen werden kann. Der Antrieb geschieht durch unmittelbar gekuppelte elektrische stehende Motoren ohne Zwischenschaltung eines Übersetzungsgetriebes (Abb. 8). Durch Verzicht auf jedes

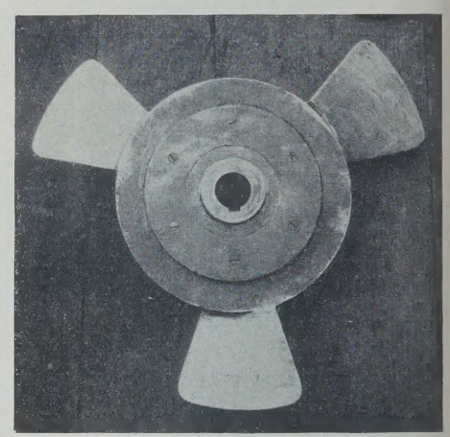


Abb. 7.

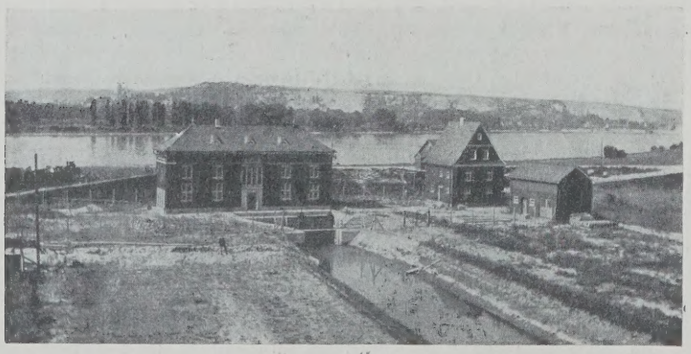


Abb. 6.

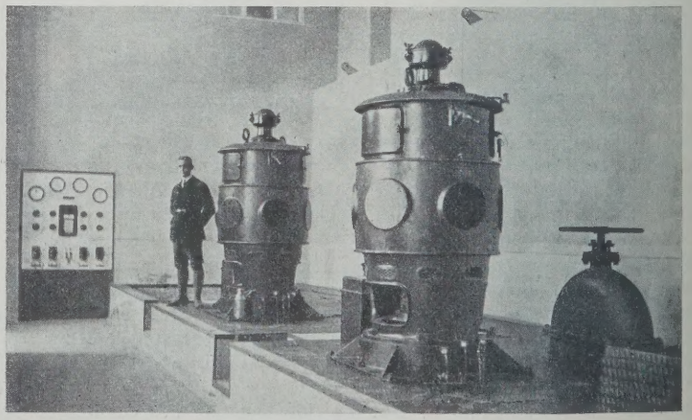


Abb. 8.

Übersetzungsmittel, wie Riemenantrieb, Zahnradvorgelege, ist die denkbar einfachste Arbeitsart vorhanden und sind Betriebstörungen und lästige Geräusche möglichst vermieden. Als hauptsächliche Vorzüge der Schraubenschaufler sind zu erwähnen:

1. Geringer Raumbedarf und deshalb Verbilligung der baulichen Anlagekosten.
2. Wegfall jeder Entlüftung.
3. Einfache Bedienung.
4. Wegfall jedes Riemens oder Vorgeleges.
5. Leichter Durchgang von Fremdkörpern.
6. Einfaches Nachsehen des Laufrades durch bequemes Hochheben der Welle.
7. Möglichkeit, die Leistung der Pumpe zu erhöhen durch Ersatz der Laufräder durch solche anderer Neigung.

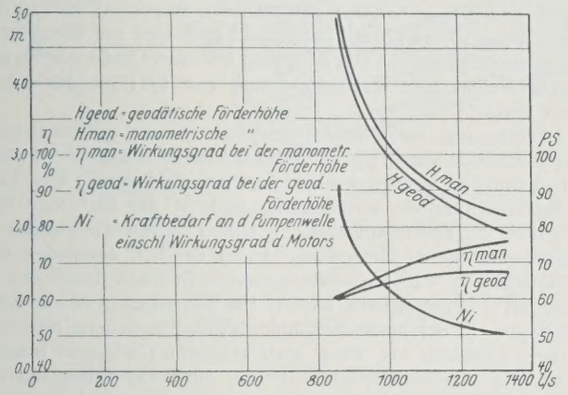


Abb. 9. Ergebnis der Pumpversuche am Pumpwerk Wächterstadt.

Die vom Motor an die Pumpe abgegebene Leistung ließ sich mit Hilfe der elektrischen Meßinstrumente unter Berücksichtigung des gewährleisteten Wirkungsgrades des Motors mit Sicherheit bestimmen.

Bei einer Förderhöhe von 3 m ergab sich so der Wirkungsgrad des Schraubenschauflers zu 68 % und bei einer Förderhöhe von 2,5 m zu 71 %.

Die Gesamtkosten des Pumpwerkes an der Wächterstadt betragen 352 000 R.-M., davon wurden aufgewendet für den tiefbaulichen Teil nebst Einlauf und Auslauf 163 500 R.-M., Schütze 18 500 R.-M., Pumpen, Motoren und elektrische Zuleitung nebst Installation 90 000 R.-M., für den hochbaulichen Teil des Pumpwerkes 45 000 R.-M., für die Nebengebäude, Wohnhaus, Stall und Einfriedigung 35 000 R.-M.

Während beim Wächterstadt-Pumpwerk eine gewisse Geräumigkeit im Pumpraum vorhanden ist, war man bestrebt, beim Kammerhof-Pumpwerk den Raum so klein als möglich zu halten. Er ist bei Ausstattung mit zwei Pumpen 3,65 × 6,36 m groß, während der Raum im Wächterstadt-Pumpwerk bei drei Aggregaten und einer Reserve 6,34 × 14,00 m groß ist.

Abb. 10, 11 u. 12 zeigen die Anordnung. Unmittelbar neben dem Pumpwerk liegt die sogenannte Kammerhofschleuse, deren hochliegende Sohle nach Ansicht der Bevölkerung die Ursache der mangelhaften Entwässerung des höchstgelegenen Entwässerungsgebietes ist. Eine Tieferlegung der Schleusensohle ist zwecklos, da im Durchschnitt der Jahre 1901 bis 1910 an 260 Tagen im Jahre der Rhein höher als Schleusensohle stand.

Wenn die Kammerhofschleuse geschlossen, auch die Vorflut nach unterhalb aufgehoben ist, befördern zwei Pumpen von 1000 bezw. 500 l/Sek. Leistung das Wasser nach dem Pumpenschacht und durch eine den Hochwasserdamm kreuzende Eisenbetonrohrleitung von 1,2 m Durchm.

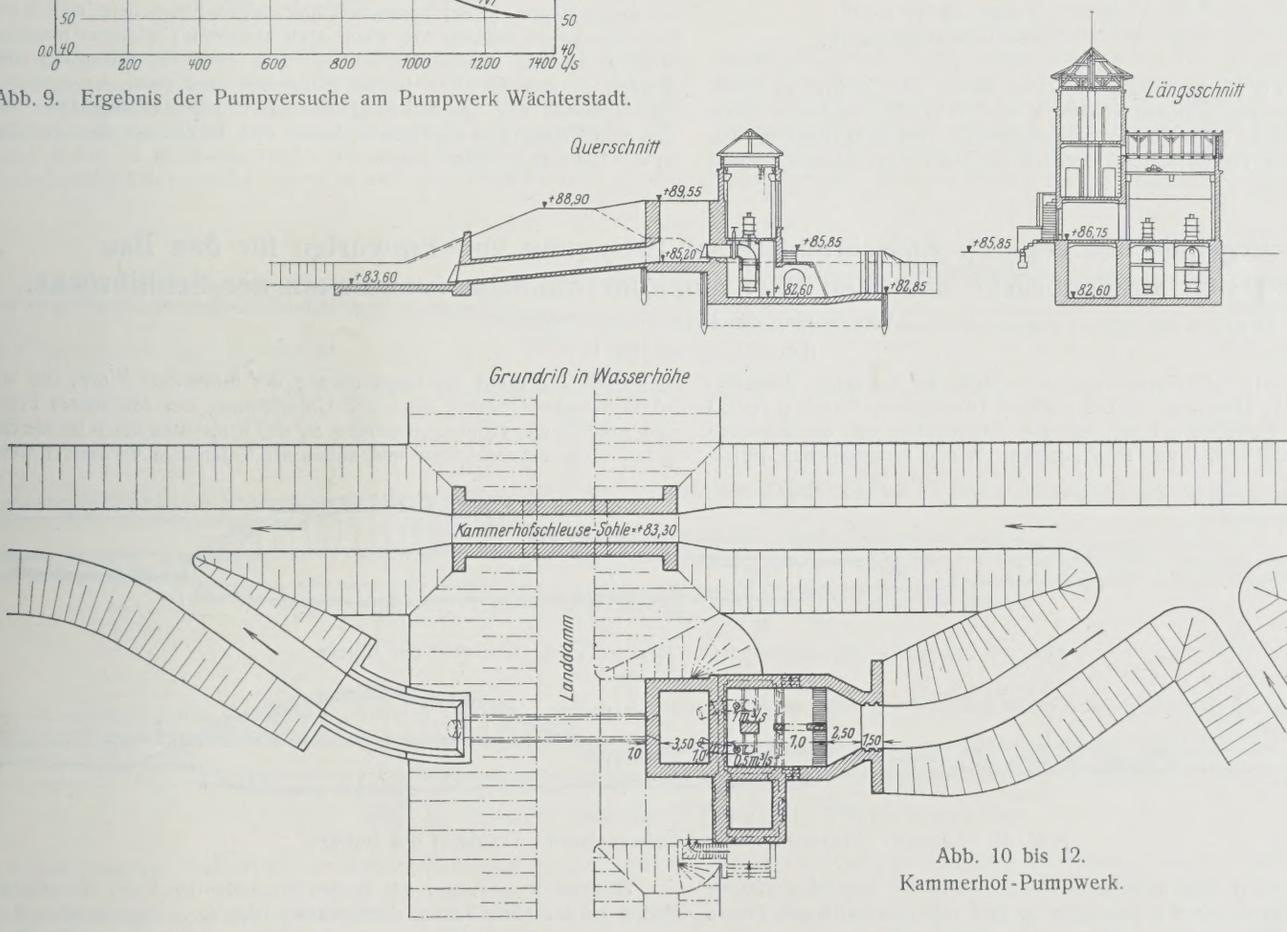


Abb. 10 bis 12.
Kammerhof-Pumpwerk.

Als Antriebmaschinen fanden Drehstrommotoren von 75 bezw. 36 kW und 220/380 V Spannung mit 585 bezw. 725 Umdrehungen in der Minute Verwendung. Den Kraftstrom liefert das Überlandwerk Mainz mit 20 000 V Spannung, der Strom wird im Pumpwerk transformiert.

Durch Schließen des Schützes zwischen Druckschacht und Auslauf nach dem Rhein hatte man die Möglichkeit, einwandfreie Messungen der von den Schraubenschauflern geförderten Wassermengen vorzunehmen. Die Ergebnisse für eine der Pumpen sind in einem Diagramm zusammengestellt (Abb. 9).

Daraus ist ersichtlich, daß bei einer Förderhöhe von 3 m die Nennleistung von 1000 l/Sek. erreicht wird, während bei der größten Förderhöhe etwa 850 und bei den kleinsten Höhen bis zu 1400 l/Sek. gefördert werden.

nach dem Auslaufbecken und von da nach dem Rhein. Über die Pumpenaggregate gilt das für das erstbeschriebene Pumpwerk Gesagte.

Die Gesamtkosten des Pumpwerkes, das in aller Kürze fertiggestellt sein wird, werden betragen 180 000 R.-M., davon werden aufgewendet für den tiefbaulichen Teil nebst Einlauf und Auslauf 65 000 R.-M., Pumpen, Motoren und elektrische Zuleitung nebst Installation 62 000 R.-M., für den hochbaulichen Teil des Pumpwerkes 25 000 R.-M., für die Nebengebäude, Wohnhaus mit Stall und Einfriedigung 28 000 R.-M.

Das Sommerdamm-Pumpwerk, das bei der Ausmündung des Hauptkanals, der 4 m Sohlenbreite, Böschungen in Neigung 1 : 2, 2 m durchschnittliche Tiefe und ein Gefälle von 12 cm auf 1000 m hat, in den „Kleinen Rhein" errichtet wird, ist in Verbindung mit einer Schleuse angeordnet. Die Schleuse von 2 m lichter Weite ist im allgemeinen geöffnet

und gewährt dem Wasser freien Durchfluß. Sie wird geschlossen, wenn bei höheren Rheinwasserständen ein schädlicher Einstau zu befürchten ist, eine Pumpe von 1000 l/Sek. Leistung pumpt dann das Wasser, wie dies

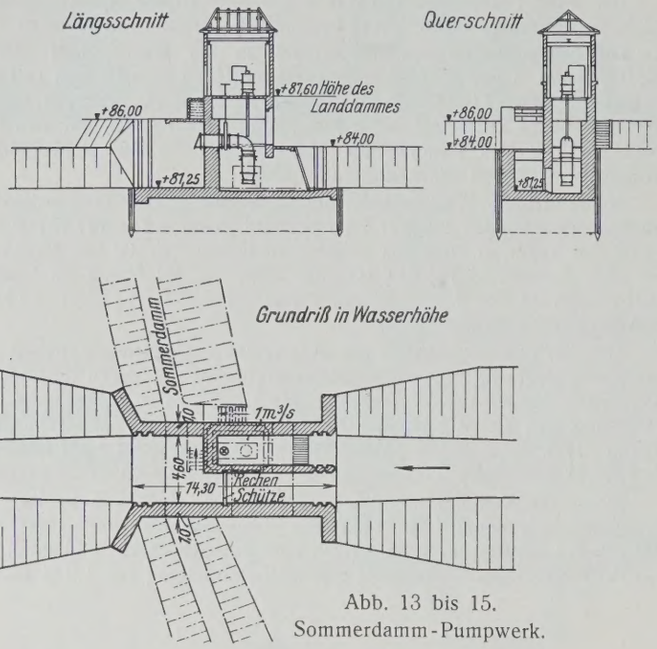


Abb. 13 bis 15.
Sommerdamm-Pumpwerk.

in Abb. 13, 14 u. 15 dargestellt ist. Der Antrieb der Pumpe geschieht ebenfalls durch einen stehenden Motor von 50 kW Leistung, die Stromzuführung durch eine Niederspannungsleitung von dem 1200 m entfernt liegenden Transformator. Der Motor wurde auf Landdammhöhe gesetzt, um jede Beschädigung durch Hochwasser zu verhüten, wenn der Sommerdamm überflutet wird und damit der Betrieb eingestellt werden muß. Die Gesamtkosten dieses Pumpwerkes betragen 95 000 R.-M.

Es war von der sogenannten Sommerdamm-Baugenossenschaft als der Verwalterin der zwischen Landdamm und Rheinstrom (Sommerdamm) gelegenen und sich vom Wächterstadt-Pumpwerk bis Sommerdamm-Pumpwerk längs des Rheins hinziehenden Auen der Antrag gestellt worden, diese Fläche von 550 ha an dieses kleine Pumpwerk anzuschließen. Doch ergaben nähere Untersuchungen, daß dieses langgestreckte Gebiet zweckmäßiger für sich entwässert wird.

Das bei Kreuzung des Hauptgrabens mit dem Landdamm an der Rabenspitze vorgesehene Pumpwerk wird im Frühjahr 1927 begonnen und voraussichtlich mit zwei Pumpen von je 1000 l/Sek. Leistung ausgestattet. Man hat dann die Möglichkeit, bei eintretendem starken Hochwasser und dementsprechendem Druckwasser insgesamt 6000 l/Sek. (das Sommerdamm-Pumpwerk kommt dann nicht in Frage) aus dem Hinterland in den Rhein überzupumpen. Das entspricht bei einer Größe von rd. 6000 ha des Einzugsgebietes einer Wasserabführung von 1,0 l/Sek. für 1 ha, was ausreichend scheint.

Die Bevölkerung verhielt sich gegenüber dem Unternehmen, das wegen der politischen Schwierigkeiten des besetzten Gebietes erst Mai 1925 in Angriff genommen werden konnte, durchaus ablehnend. Aber trotz des in der Vegetationsperiode anstehenden und in der Zeit vom Mai bis September 1926 die Vorflut aufhebenden hohen Rheinwasserstandes konnte eine Verwässerung weiter Gebietsteile allein dadurch vermieden werden, daß eine Pumpe des Wächterstadtpumpwerkes während dieser Zeit täglich 4 bis 5 Stunden in Betrieb gesetzt wurde. Die Stimmung in der Bevölkerung ist umgeschlagen, in der hessischen linkseitigen Rheinebene sind mehrere Entwässerungen gleicher Art, wenn auch kleineren Umfanges, beschlossen worden. In der Rheinebene, insbesondere auch auf badischem Gebiet, werden in den nächsten Jahren große Ent- und Bewässerungsaufgaben durchzuführen sein, da die Landwirte die häufigen Ernteschäden infolge der Rheinhochwasser abgewendet haben und die Gewalt über das Wasser in die Hand bekommen wollen.

Ergebnis des engeren Ausschreibens zur Erlangung von Entwürfen für den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim zum Ersatz der Schiffbrücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. ehr. Dr. techn. h. c. **Schaper.**

(Fortsetzung aus Heft 14.)

11. Entwurf: „Rheinmetropole“ (Abb. 36 u. 37). Verfasser: Harkort A.-G., Duisburg, für die eisernen Überbauten, Philipp Holzmann A.-G., Zweigstelle Köln, für die Unterbauten und die massiven Überbauten und Prof. Bruno Paul, Berlin, für den künstlerischen Teil.

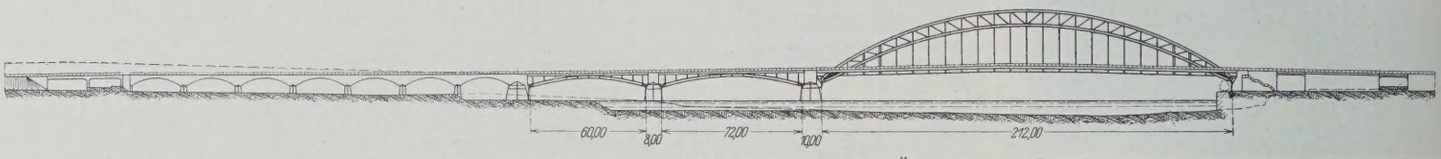


Abb. 36. Entwurf: „Rheinmetropole“. Hauptentwurf. Übersicht der Brücke.

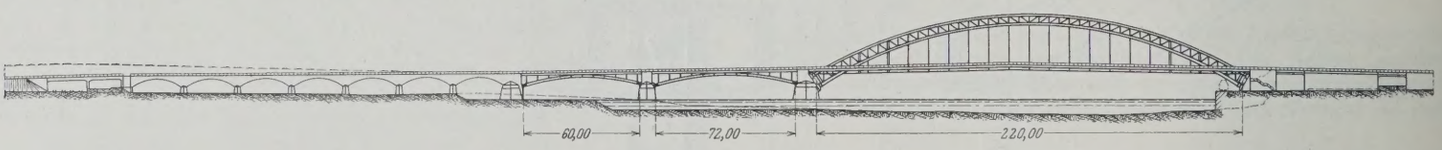


Abb. 37. Entwurf: „Rheinmetropole“. Nebenentwurf. Übersicht der Brücke.

Dieser Entwurf sieht die Überbrückung des Rheins und eines kleinen Teils des linksrheinischen Flutgebietes in drei von eisernen Bogenträgern überspannten Öffnungen vor. In dem Hauptentwurf ist die große Stromöffnung von einem gegliederten Sichelbogenträger (Abb. 36) ohne Zugband von 212 m Stützweite und in einem Nebenentwurf von einem gegliederten, an den Kämpfern eingespannten Bogenträger (Abb. 37) von 220 m Stützweite überbrückt. Die anderen Teile der Überbrückung sind bei beiden Entwürfen die gleichen. Die beiden Nebenstromöffnungen sind von vollwandigen, unter der Fahrbahn liegenden Bogenträgern von 60 und 72 m Stützweite überspannt. An die Stromüberbauten schließen sich linksrheinisch zur Überbrückung des Flutgebietes sieben Eisenbetongewölbe von je 25,48 m Lichtweite an. Die linksrheinische Hafenbahn und die Deichstraße werden von einem rahmenartigen Eisenbetonbauwerk mit Mittelstütze überbrückt. Das an das rechte Widerlager der Hauptstromöffnung anschließende Bauwerk hat sechs Öffnungen, die von durchlaufenden Eisenbetonträgern überspannt werden. Die zweite, 15,80 m weite Öffnung dient der Durchführung der Mülheimer Werft, die letzte, 15,00 m weite Öffnung dient der Unterführung der Mülheimer Freiheit. Die anderen vier Öffnungen werden an den Stirnseiten durch leichte Eisenbetonwände abgeschlossen und sollen als Nutzräume verwendet werden.

Die Sichelbogenträger des großen Stromüberbaues des Hauptentwurfs haben in der Mitte 7,50 m Systemhöhe. Bei den eingespannten Bogenträgern des großen Stromüberbaues des Nebenentwurfes beträgt die Systemhöhe in der Mitte nur 4,50 m; nach den Kämpfern hin nimmt die Bogenhöhe zu. Die Einspannung der Kämpfer ist dadurch erzielt worden, daß beide Gurte gelenkig gelagert sind; auf eine Verankerung dieser Lager ist verzichtet worden.

Der Mittenabstand der großen Bogenträger mißt 26,40 m. Nach Ansicht der Verfasser ist es nötig, bei einem solch großen Abstand die Querträger in der Nähe der Kämpfer nicht fest mit den Bogenträgern zu verbinden, da sonst bei Wärmeänderungen durch die Längenänderungen der Querträger die Bogenträger rechtwinklig zur Trägerebene zu stark auf Biegung beansprucht werden. Die Fahrbahn wird deshalb in der Nähe der Kämpfer von besonderen, 24,50 m weit gestützten Längsträgern getragen (Abb. 38), die einerseits auf dem Widerlagermauerwerk aufliegen, anderseits in genügendem Abstande von den Kämpfern von einem doppelwandigen

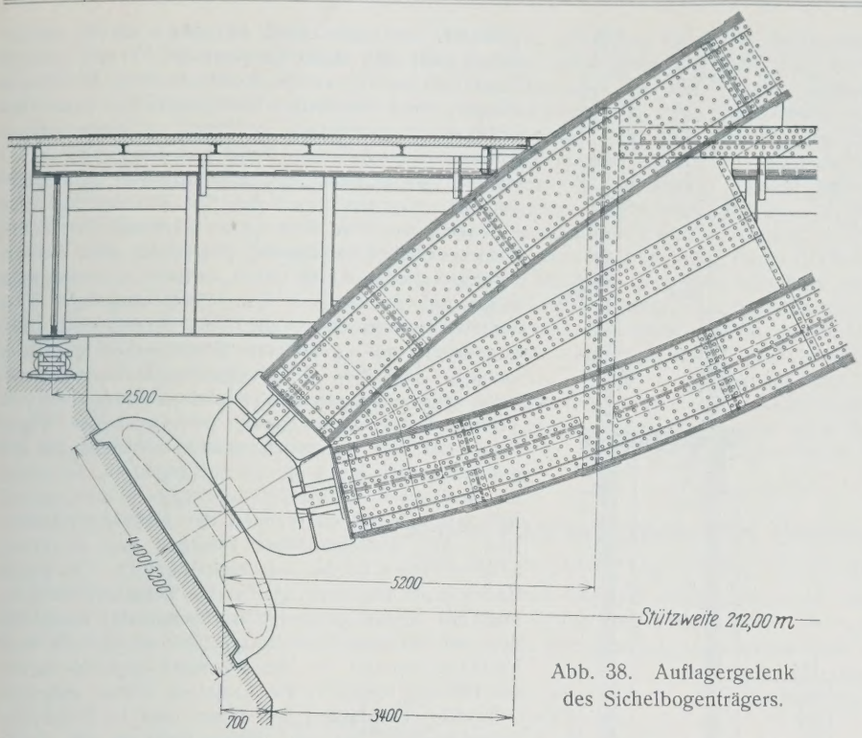


Abb. 38. Auflagergelenk des Sichelbogenträgers.

Querträger gestützt werden. In der Verlängerung der Längsträger liegen die Gurtungen des Fahrbahnwindverbandes, der beiderseits mit beweglichen Auflagern auf den Widerlagern gelagert ist. Ein zweiter Windverband ist in der Fläche der oberen Bogengurtungen angeordnet. Die Portale, durch die die Auflagerkräfte dieses Windverbandes in den unteren Windverband geleitet werden, liegen so weit von den Kämpfern ab, daß die Bogenenden auf etwa 20 m freie Länge knicksicher gemacht werden müssen.

Die beiden seitlichen Stromüberbauten erhalten fünf voll- und doppelwandige Bogenträger, die mit ihrem Scheitel dicht unter der Fahrbahn liegen. Während der große Stromüberbau eine eiserne Fahrbahntafel aufweist, ist die Fahrbahntafel der seitlichen Stromüberbauten aus Eisenbeton gebildet, durch dessen großes Eigengewicht der Bogenschub des dem großen Stromüberbau benachbarten Überbaues als Gegenkraft zu dem Schub des großen Bogens zweckmäßig vergrößert wird.

Als Baustoff für den großen Stromüberbau ist St 48 und wahlweise auch Si-Stahl vorgesehen.

Die seitlichen Stromüberbauten sollen auf festen gerammten Gerüsten aufgestellt werden. Der große Stromüberbau soll an den Seiten auf festen gerammten Gerüsten und in der Mitte auf eingeschwommenen, 100 m weit gestützten Rüstträgern, unter denen die vorgeschriebene Schiffahrtöffnung von 87,50 m Lichtweite freibleibt, zusammengebaut werden.

Die beiden Strompfeiler und das rechtsrheinische Widerlager des großen Stromüberbaues sollen im Druckluftverfahren, alle anderen Pfeiler und Widerlager in offener Baugrube gegründet werden.

Die Kosten der Ausführung nach dem Hauptentwurf betragen bei Wahl von St 48 10 156 938 R.-M., bei Wahl von Si-Stahl 9 908 458 R.-M., nach dem Nebenentwurf bei Wahl von St 48 10 967 484 R.-M., bei Wahl von Si-Stahl 10 717 514 R.-M.

12. Entwurf: „Weltstadt". Die Verfasser dieses Entwurfes sind dieselben wie die des Entwurfes „Rheinmetropole".

Der Entwurf „Weltstadt" sieht für die Überbrückung des Stromes eine Hängebrücke, und zwar in drei verschiedenen Ausführungsformen (Abb. 39 bis 41) vor.

Die Verfasser haben, um die Hängebrücke so zweckmäßig und wirtschaftlich wie nur irgend möglich durchzubilden, den üblichen Weg zur Berechnung der Hängebrücken unter Zugrundelegung des nicht verformten Trägergebildes verlassen und sich der großen Mühe unterzogen, die Hängebrücke nach der Verformungstheorie, d. h. unter Berücksichtigung der wirklichen elastischen Formänderungen zu berechnen. Diese genaue Berechnungsart hat ergeben, daß der Hängegurt sich weit mehr an der Aufnahme örtlicher Belastungen beteiligt, als es sich nach der alten Berechnungsweise ergibt. Der Erfolg der neuen Berechnungsart liegt darin, daß der Versteifungsträger niedriger und schlanker gehalten werden kann, als es nach der alten Berechnungsweise möglich war. — Bei allen drei Vorschlägen für die Durchbildung der Hängebrücke (Abb. 39 bis 41) sind für die Hängegurte Kabel vorgesehen, deren Pfeil in der Mittelöffnung nur $^1/_{12}$ der Stützweite beträgt. Bei den Entwürfen I und III (Abb. 39 u. 41) sind die Kabel über den Seitenöffnungen in straffer Form, d. h. ohne Anordnung von Hängestangen, bei dem Entwurf II (Abb. 40) in gekrümmter Form unter Einschaltung von Hängestangen zu den Verankerungswiderlagern geführt. Bei dem Entwurf I ist der Rhein in einer großen Hauptöffnung und in einer kleinen Nebenöffnung, bei den Entwürfen II und III in einer einzigen Öffnung überspannt. Beim Entwurf I mißt die Stützweite des Überbaues der Hauptöffnung 278, bei den Entwürfen II und III 336 m. Der Entwurf I sieht einen vollwandigen, der Entwurf II einen gegliederten Versteifungsträger vor; beim Entwurf III ist es durch Anwendung von Si-Stahl gelungen, auch bei der gewaltigen Stützweite des mittleren Überbaues den Versteifungsträger vollwandig auszubilden. Die Stützweite der über den Seitenöffnungen liegenden Überbauten beträgt bei allen drei Entwürfen 60 m.

Die Stegblechhöhe des Verteifungsträgers mißt beim Entwurf I 4,0 m, beim Entwurf III 4,4 m. Nach den Pylonen zu vergrößern sich die Stegblechhöhen aus ästhetischen Gründen etwas. Die Oberkanten der Versteifungsträger der Entwürfe I und III liegen 1,1 m über den Fußsteigen. Beim Entwurf II beträgt die Systemhöhe des Versteifungsträgers 6,5 m. Die Obergurte lassen eine lichte Höhe von 3,0 m über den Fußsteigen für den freien Durchblick und für den Querverkehr frei. Die vollwandigen Versteifungsträger der Entwürfe I und III greifen durch die Pylonen durch

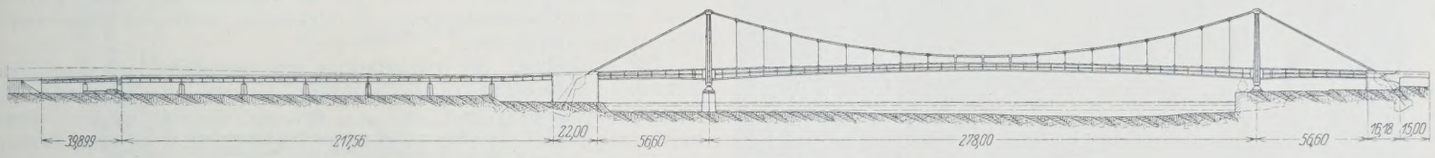


Abb. 39. Entwurf: „Weltstadt". Entwurf I. Übersicht der Brücke.

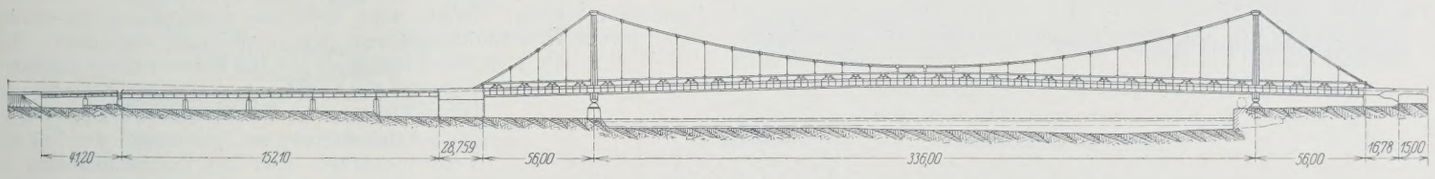


Abb. 40. Entwurf: „Weltstadt". Entwurf II. Übersicht der Brücke.

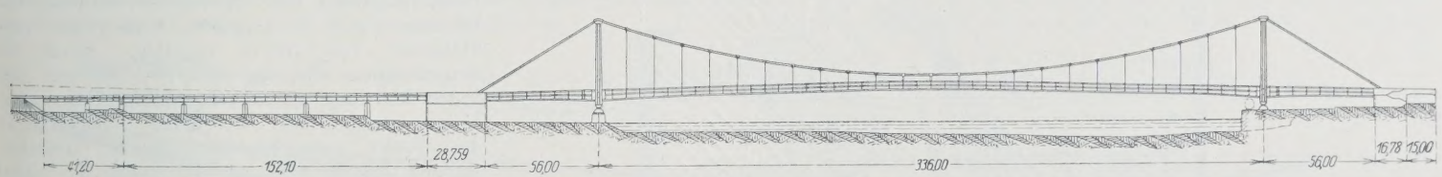


Abb. 41. Entwurf: „Weltstadt". Entwurf III. Übersicht der Brücke.

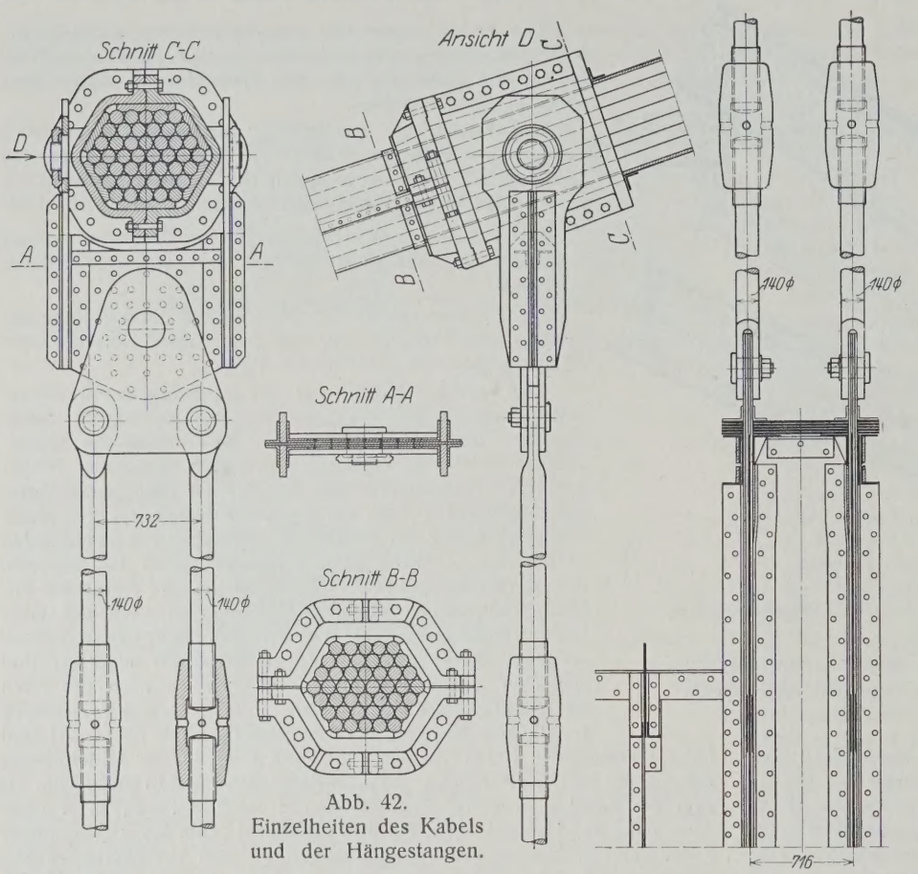


Abb. 42.
Einzelheiten des Kabels und der Hängestangen.

kragen in die Seitenöffnungen vor und stützen hier mit einem Gelenk die Träger der Seitenöffnungen. Beim Entwurf II liegen die Gelenke der Versteifungsträger in den Pylonen.

Die größte Durchbiegung in der Mitte der Mittelöffnung beträgt unter dem Einfluß der Verkehrslast bei den Entwürfen I und II 0,62 m, beim Entwurf III 0,75 m. Diese Durchbiegungen vergrößern sich bei einer Wärmezunahme bis auf + 45 ° beim Entwurf I um 0,40 m, bei den Entwürfen II und III um 0,42 m. Die größte Querneigung der Brückenbahn bei einseitiger Belastung kann bei den Entwürfen I und II das Maß von 1 : 69, beim Entwurf III das Maß von 1 : 57,5 erreichen.

Die Kabel werden aus Litzen der patentverschlossenen Konstruktion gebildet, und zwar beim Entwurf I aus 44 solcher Litzen (Abb. 42), deren Durchmesser 105 mm beträgt. Die Litzen werden an den Anschlußstellen der Hängestangen durch zweiteilige Stahlgußschellen unter Einschaltung von schlanken, keilförmigen, geschmiedeten Einsatzstücken zwischen Kabel und Schelle zu einem Bündel von sechseckiger Querschnittsform zusammengepreßt. An den Anschlußstellen in der Nähe der Pylonen, wo besonders große Reibungswiderstände zwischen Kabel und Schelle erforderlich sind, werden zwischen die einzelnen Litzen schlanke lanzettförmige Keile mit dreieckigem Querschnitt eingelegt. Die Schellen sind beiderseits mit Zapfen versehen (Abb. 42), an denen aus genieteter Konstruktion gebildete Gehänge angreifen. Die Hängestangen bestehen aus zwei mit Spannschlössern versehenen Rundstäben von 140 mm Durchm. Sie greifen oben an einem Wagebalken an, der an das Kopfstück des Gehänges angeschlossen ist, und unten an Aufhängeösen, die durch die Gurtplatten des Versteifungsträgers hindurchgehen und mit den beiden Wänden des letzteren vernietet sind. Die Zwischenräume zwischen den einzelnen äußeren Litzen werden mit Asphalt gefüllt. Das ganze Kabel wird mit asphaltgetränkter Leinwand umhüllt und mit einem sechsseitigen Blechmantel umgeben, der den üblichen Rostschutzanstrich erhält. An dem Umlenkungspunkt in den Verankerungswiderlagern werden die Kabel in die einzelnen Litzen aufgelöst (Abb. 43). Die Enden der Litzen sind in Seilköpfen verankert, die sich mit Stahlgußkörpern auf einen Trägerrost stützen. Mit Wasserdruckpressen, die zwischen zwei seitlichen Ansätzen jedes Seilkopfes und dem Trägerrost eingebaut werden, kann der Durchhang jeder einzelnen Litze genau geregelt werden. Der eingerichtete Durchhang jeder Litze wird schließlich durch Paßstücke und Keile zwischen Seilkopf und Trägerrost festgehalten. Die Verankerungswiderlager (Abb. 43) sind durch eiserne Fachwerkgerippe zu einheitlich wirkenden Mauerwerkskörpern zusammengefaßt.

Die Aufstellung der Hängebrücke soll sich nach folgendem Plan vollziehen: Zunächst sollen die Überbauten der Seitenöffnungen auf festen Gerüsten zusammengebaut und die Pylonen errichtet werden. Dann werden die Litzen mit einer Seilbahn — ähnlich, wie es beim Entwurf „Das größere Köln", Heft 11, S. 139, geschildert ist — verlegt und durch die Schellen zum Kabel zusammengepreßt. An den Schellen werden die Hängestäbe befestigt. Darauf wird die große Stromöffnung bis auf die freizulassende Schiffahrtöffnung mit festen Gerüsten eingerüstet. Auf diesen Rüstungen werden die über ihnen liegenden Teile der Versteifungsträger und der Fahrbahn zusammengebaut. Um besondere Rüstträger über der Schiffahrtöffnung zu sparen, soll der Teil der Versteifungsträger über der Durchfahrtöffnung in ganzer Länge auf besonderer Rüstung am Ufer zusammengebaut und eingefahren werden. Die Rüstträger sind als einfache Balken auf eine Stützweite von 100 m tragfähig. Bevor die eingefahrenen Rüstträgerteile mit den auf den festen Gerüsten zusammengebauten Teilen vernietet werden, sind sie durch Anhängen an die Kabel vom Eigengewicht zu entlasten. Zu dem Zweck wird der Durchhang der Kabel durch Nachlassen der verstellbaren Verankerungen in den Widerlagern (Abb. 43) vergrößert und dann der Anschluß der Hängestäbe an die Versteifungsträger hergestellt. Darauf wird der Durchhang der Kabel durch Anziehen der Verankerungen wieder so weit vermindert, daß das Eigengewicht der Versteifungsträger und der Fahrbahn von den Kabeln aufgenommen wird.

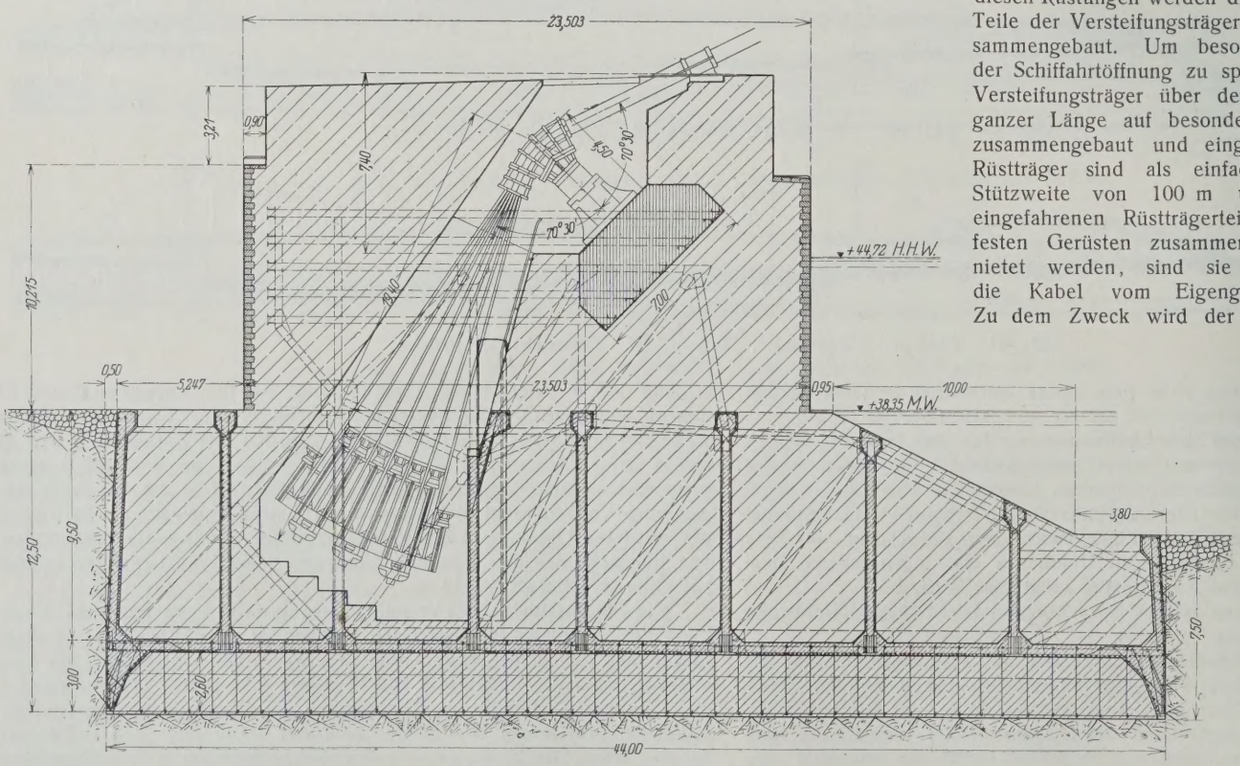


Abb. 43. Verankerung der Kabel.

Zur Überbrückung des linksrheinischen Flutgebietes schließen sich an das linke Verankerungswiderlager der Hängebrücke beim Entwurf I sieben Öffnungen und beim Entwurf II und III fünf Öffnungen an, die ebenso wie die linksrheinische Hafenbahn und der Deichweg von vollwandigen eisernen Trägern in Gerberform überbrückt werden. Die Mülheimer Werft wird bei allen drei Entwürfen von dem rechten Seitenüberbau der Hängebrücke überspannt. An das rechte Verankerungswiderlager schließt sich zur Durchführung der Mülheimer Freiheit eine 15 m weite Öffnung an, die von einem Eisenbetonüberbau überbrückt wird.

Um den gewaltigen Kabelzug einwandfrei durch die Reibung im Baugrunde aufzunehmen, sollen die Verankerungskörper durch je zwei in den Ebenen der Kabel und unter der Flußsohle angeordnete Betonkörper von rechteckigem Querschnitt mit den Pylonenpfeilern verbunden werden, um die großen Reibungswiderstände der letzteren zur Aufnahme des Kabelzuges mit heranzuziehen.

Das linksrheinische Verankerungswiderlager des Entwurfes I ist in der Abb. 43 dargestellt. Aus strombautechnischen Gründen mußte der über die Flußsohle hinausragende Teil des Widerlagers in der Richtung der Brückenachse soweit wie möglich eingeschränkt werden. Unter 23 m ließ sich dies Maß jedoch mit Rücksicht auf die großen aufzunehmenden Kräfte nicht einschränken. Das Widerlager wird auf zwei Eisenbetonsenkkasten von je 26,5 · 44 m Grundfläche gegründet. Die erwähnte Einschränkung des oberen Widerlagerteils erforderte an den Umlenkungspunkten der Kabel besondere Vorkehrungen. Große Eisenbetonauflagerquader nehmen die eingeleiteten Kräfte auf. Kräftige Zuganker verbinden die fluß- und landwärts liegenden Teile des oberen Widerlagerschaftes. Die Betonfüllung der Arbeitsräume der Senkkasten ist durch Hängeeisen mit den Senkkasten verbunden, um ihr Gewicht mit zur Aufnahme der Kabelzugkräfte heranzuziehen. Ebenso wie das linke Verankerungswiderlager sollen auch die Pylonenpfeiler und das rechte Verankerungswiderlager mit Druckluft gegründet werden.

Alle anderen Pfeiler und Widerlager sollen in offener Baugrube gegründet werden.

Die Ausführungskosten nach dem Entwurf I betragen 19 475 385 R.-M., nach dem Entwurf II 22 267 637 R.-M. und nach dem Entwurf III 22 610 448 R.-M. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Ein neuer Fahrzeugtunnel in Oakland (Kalifornien).

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. **Rudolf Bernhard,** Berlin.

Auf der Ostseite der Bai von San Francisco ist von Oakland nach Alameda ein Fahrzeugtunnel im Bau, den der Verfasser Gelegenheit hatte bei Baubeginn zu besichtigen, und dessen bevorstehende Fertigstellung in einer der letzten Nummern von Eng. News-Rec. gemeldet wird. Die höchst interessante Bauweise, in gewisser Beziehung ähnlich derjenigen des neuen Tunnels unter der Oberspree in Berlin, sei kurz beschrieben.

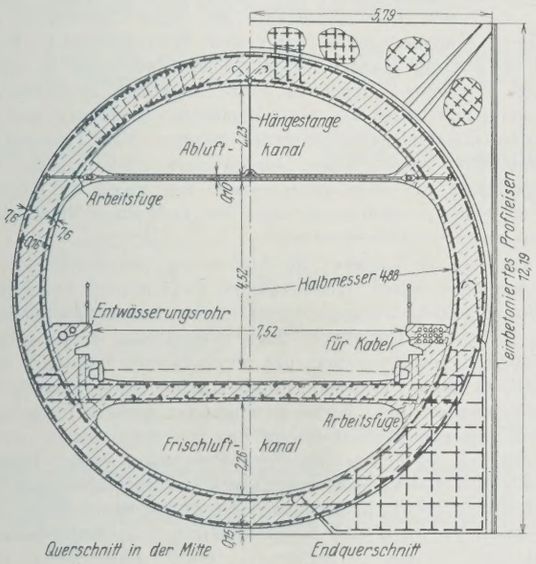


Abb. 1. Querschnitt eines Tunnelrohres.

fassers im Bauingenieur 1926, Heft 6), geschieht dieser Bau durch Absenken fertiger Tunnelrohrstücke, die in einem Trockendock hergestellt, schwimmend an die Baustelle gebracht, dort abgesenkt und unter Wasser verbunden werden (Abb. 2). Die zwölf Eisenbetonrohrstücke haben einen Außendurchmesser von 11,28 m, eine Wandstärke von 76 cm und eine Länge

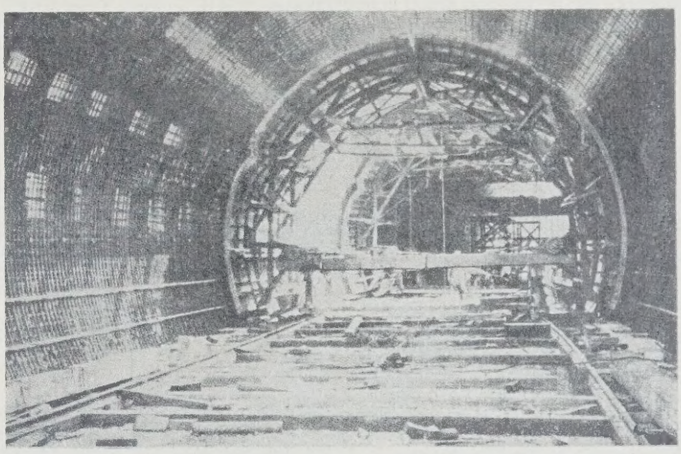


Abb. 3. Einschalung im Trockendock vor dem Betonieren; die innere bewegliche Stahleinschalform sowie die fensterartigen Eingußöffnungen zeigend.

von je 62 m und enthalten insgesamt 23 000 m³ Beton von einem Mischungsverhältnis 1 : 1½ : 3 mit einem einprozentigen Zusatz von Diatomeenerde. Das Betonieren geschieht in drei Abschnitten. Zuerst wird der unterste

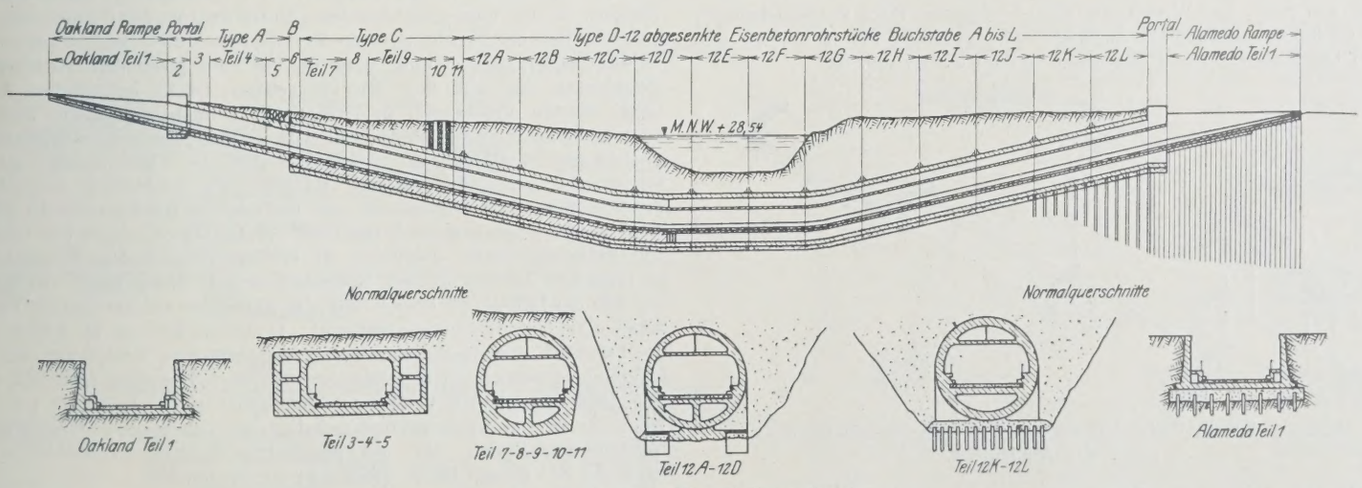


Abb. 2. Längsprofil und Querschnitte.

Während man sich bei Ausbildung des Querschnitts und der Entlüftung (Abb. 1) eng an denjenigen des neuen Fahrzeugtunnels von New York Stadt nach New Jersey (Stadt) gehalten hat (vergl. den Aufsatz des Ver- Segmentteil für eine ganze Rohrlänge in feststehende, durch eiserne Fachwerkbinder unterstützte Holzschalungen gegossen und dann die beiden oberen Teile, wofür auf den fertigen unteren Segmentabschnitt auf Schienen

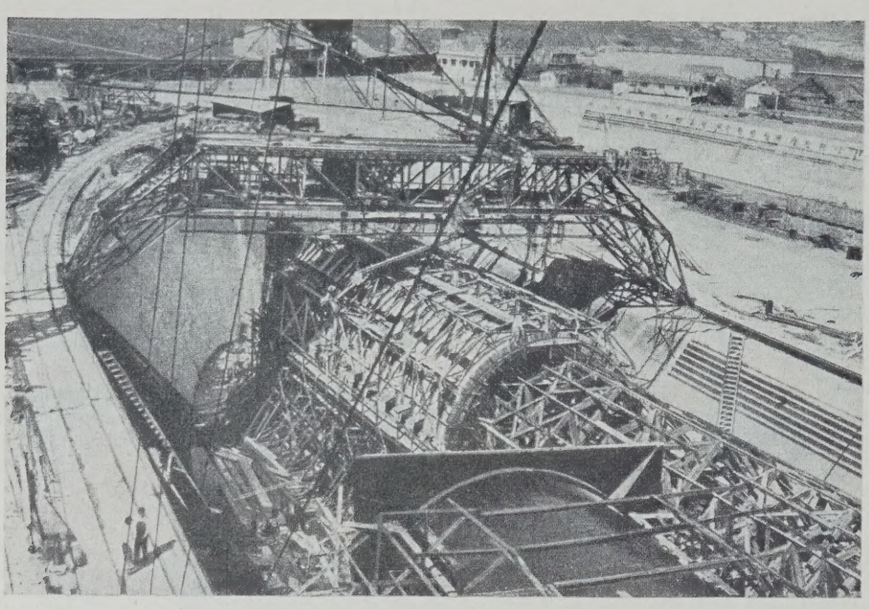


Abb. 4. Zwei Tunnelrohrstücke im Trockendock kurz vor der Fertigstellung und dem Abtransport unter einem 55-t-Portalkran.

fahrbare, rd. 30,5 m lange Schalformen verwendet werden (Abb. 3 u. 4). Nachdem die Rohrenden durch behelfsmäßige Schotten einen wasserdichten Abschluß erhalten haben, muß das Rohr schwimmend die rd. 11 km lange Strecke zur Baustelle geschleppt werden (Abb. 5). Hier wird durch Ein-

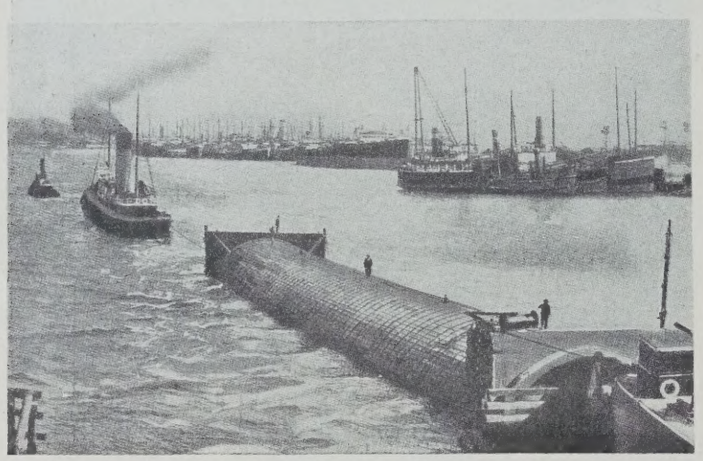


Abb. 5. Einschwimmen eines fertigen Tunnelrohrstückes an die Baustelle. (Die drahtumwickelte Holzverkleidung des Rohres dient nur als Schutz während des Transportes).

füllen von Sand und Wasser das 4500 t wiegende Rohr so ausbalanciert, daß es im untergetauchten Zustande etwas weniger als 45 t wiegt und durch Derrickkähne leicht abgesenkt werden kann (Abb. 6).

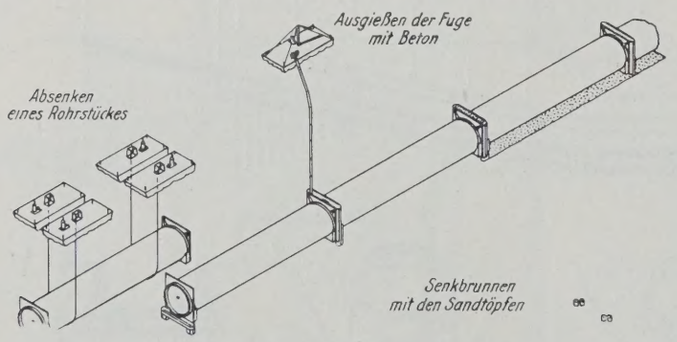


Abb. 6. Schematische Darstellung des Absenkungsvorganges sowie des Abdichtens.

Zur Herstellung der Rohrauflagerung ist zuerst ein Graben unter Wasser gebaggert — am Südende sind wegen des schlechten Baugrundes Pfähle in Abständen von etwa 1,50 bis 1,80 m gerammt — und eine Rinne aus Steinen darüber geschüttet, die zur Aufnahme einer etwa 0,90 m starken Betonsohle dient (Abb. 7). Die Böschungen der Rinne werden ebenfalls

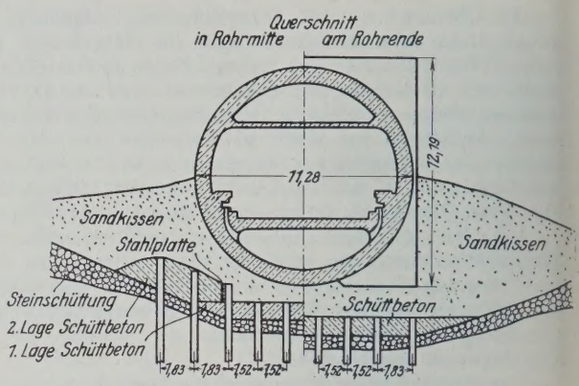


Abb. 7. Lagerung der Tunnelrohre am Südende.

aus Beton unter Wasser hergestellt, nur mit einem inneren Abschluß aus winkelverstärkten Stahlplatten, die sich gegen die Rammpfähle stützen. Um die einzelnen Rohrstücke genau in die richtige Lage absenken zu können, werden noch je zwei Senkbrunnen von 1,98 m Durchm., von den Rohrenden 1,75 m zurückversetzt, hergestellt, auf die Sandtöpfe in der genau erforderlichen Höhenlage befestigt werden (Abb. 8). Die an den Rohrenden gleich angegossenen, rechteckigen, senkrechten Platten setzen sich beim Absenken mit ihrer Unterkante auf diese Töpfe. Dann muß der ganze, unter dem Rohr befindliche Betongraben mit Sand vollgepumpt werden. Durch diese Einbettung in ein bis etwa zur halben Rohrhöhe reichendes, außenliegendes Sandkissen auf der ganzen Tunnellänge sollen alle ungleichmäßigen Setzungen und die daraus entstehenden Undichtigkeiten vermieden werden. Nach Herausspritzen des Sandes aus den Töpfen mittels Druckwassers, Entfernen der Töpfe und Füllen der Rohre mit dem Außenwasser, um ihnen das größtmögliche Gewicht zu geben, nehmen sie dann ihre endgültige Ruhelage auf dem Sandkissen ein.

Die schwierigste Aufgabe, die Abdichtung der Rohre unter Wasser, ist folgendermaßen gelöst. Die zwischen zwei Rohren entstehende Fuge wird in ihrem ganzen Umfange durch einen nachträglich herzustellenden Betonring gedichtet. Die innere Begrenzungsfläche dieses Ringes bildet ein sehr dicker Leinwandstreifen, der durch Taucher sorgfältig in die dafür bestimmten, an beiden Rohrenden ausgesparten Nuten hineingepreßt und durch Seile, die um diese Nuten geschlungen werden, festgehalten wird. Die äußere Begrenzungsfläche ist auf den lotrechten Seiten ein Stahlhalbzylinder, der die in den rechteckigen Rohrenden vorher einbetonierten Profileisen umklammert. Die unterste wagerechte Begrenzung schließlich bildet die vorher erwähnte Betonierung und das Sandkissen, das seitlich durch je zwei, zwischen den Senkbrunnen befindliche, genietete Träger abgesperrt wird. In den so begrenzten, etwa 1,83 m breiten Hohlkörper kann der Beton vom Schiff aus durch einen Verbindungschlauch hineingeschüttet werden, womit die Dichtung vollendet ist (vergl. Abb. 6).

Sämtliche Unterwasserarbeiten, sowohl beim Rohrabsenken, wie Auflagern und Abdichten, werden durch Taucher dauernd überwacht.

Die zweite schwierige Aufgabe, eine einwandfreie Entlüftung des Tunnels, ist wie folgt gelöst worden. Durch zwei an den Tunnelenden vorgesehene Ent- und Belüftungstürme wird die Frischluft in den im Tunnelquerschnitt (Abb. 1) dargestellten, unter der Fahrbahn gelegenen Frischluftkanal eingeblasen und aus dem über der oberen Decke befindlichen Abluftkanal wieder abgesaugt. In Tunnelmitte sind beide Kanäle durch je eine Trennwand abgeschlossen, so daß normalerweise zwei voneinander unabhängige Luftkreisläufe entstehen. Auf der Oaklandseite, wo die geringe zur Verfügung stehende Bauhöhe die Ausbildung eines Kreisquerschnittes nicht erlaubte, ist ein flacherer Rechteckquerschnitt mit je zwei seitlich angeordneten Frisch- und Abluftkanälen vorgesehen (Abb. 2). Um Reibungsverluste möglichst zu verringern, sind diese Seitenkanäle in schlanken Kurven in den Normalquerschnitt übergeführt. Wesentlich ist, daß der Lufteintritt ebenso wie das Absaugen auf der ganzen Tunnellänge ohne Unterbrechung stattfindet. In Abständen von rd. 4,60 m wird die Frischluft den durchgehenden, mit verstellbaren Stahlplatten zur Einregelung versehenen Schlitzöffnungen (0,6 bis 1,6 cm) zugeführt, die unter den beiden seitlichen Fußwegen angeordnet sind. Die Luft tritt also längs der beiden Bordschwellen unterhalb der Fahrzeuge in Gestalt zweier bandförmiger Ströme ein, um unmittelbar darüber in entsprechenden Schlitzen der oberen Decke abgesaugt zu werden.

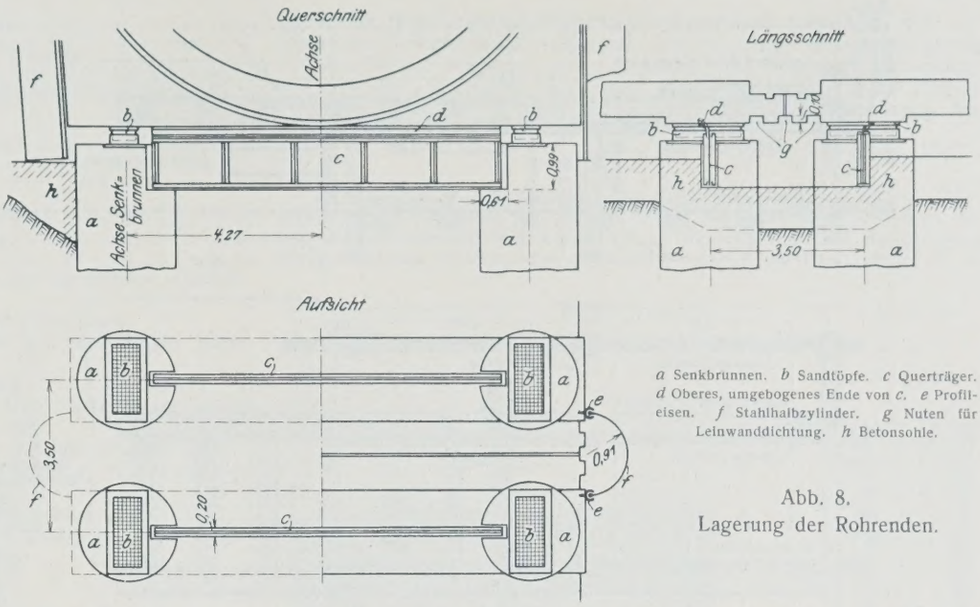
Die beiden Lüftungstürme sind nach völligem Ausbau mit je vier Frischluft- und ebensoviel Abluftventilatoren, die durch 75-PS-Drehstrommotoren angetrieben werden, ausgerüstet; der Strom wird von vier untereinander völlig unabhängigen Elektrizitätswerken (zwei Dampf- und zwei Wasserkraftanlagen) in getrennten Leitungen zugeführt. Die größte Luft-

fördermenge beträgt 28 300 m³/Min., was einer 42maligen Lufterneuerung stündlich für den gesamten Tunnelinhalt gleichkommt.[1])

Als Vorteile des gewählten Systems mit senkrechtem — gegenüber dem sonst üblichen mit wagerechtem — Luftstrom führen die Erbauer folgendes an: Der Verdünnungsgrad im ganzen Tunnel ist überall derselbe; der Frischluftbedarf beträgt nur etwa 50 % gegenüber dem alten Verfahren; keine unangenehme Zugluft stört die Benutzer, gleichgültig in welcher Richtung sie sich vorwärtsbewegen, da große Luftgeschwindigkeiten nur in den Haupt-Zu- und -Abfuhrkanälen auftreten; eine Längstrennwand, die die Überholungen einzelner Fahrzeuge ausschließt, ist nicht erforderlich, dagegen bei wagerechtem Luftstrom, um die Einblasrichtung der Richtung der Fahrzeuge anzupassen, zum mindesten wünschenswert; die für die Atmung weniger geeignete Abluft verläßt auf dem kürzesten Wege den von den Fahrgästen benutzten Raum; die Luftzufuhr geschieht durch verschiedene voneinander unabhängige Stellen, deren Wirkung im Falle von stärkerer Rauchentwicklung, z. B. bei Feuer, örtlich verstärkt werden kann (durch Schlitzverstellung); der Rauch wird am Entstehungsherd unmittelbar abgesaugt, ohne die übrigen Fahrzeuge in Mitleidenschaft zu ziehen und dadurch zur Ausbreitung des Feuers beizutragen.

Die Verkehrsübergabe des sehr bemerkenswerten Tunnelbauwerks, dessen Kosten auf 20 Mill. R.-M. geschätzt sind, soll noch in diesem Jahre stattfinden.

[1]) Vergl. hierzu die Entlüftungsanlage des Liberty-Straßentunnels in Pittsburgh, „Die Bautechnik“ 1924, Heft 51, S. 584; 1925, Heft 34, S. 459.



a Senkbrunnen. *b* Sandtöpfe. *c* Querträger. *d* Oberes, umgebogenes Ende von *c*. *e* Profileisen. *f* Stahlhalbzylinder. *g* Nuten für Leinwanddichtung. *h* Betonsohle.

Abb. 8.
Lagerung der Rohrenden.

Alle Rechte vorbehalten.

Einfache verschiebbare Prellböcke aus Holz.

Von Reichsbahnrat **Fahl**, Salzwedel.

Es besteht wohl kein Zweifel darüber, daß verschiebbare Prellböcke den unverschieblichen vorzuziehen sind. Die bisher bekannten verschiebbaren Prellböcke sind aber wesentlich teurer als feste Prellböcke, so daß die Mittel für ihre Beschaffung nicht immer verfügbar sind. Nachstehend soll eine neue Art von verschiebbaren Prellböcken vorgeschlagen werden,

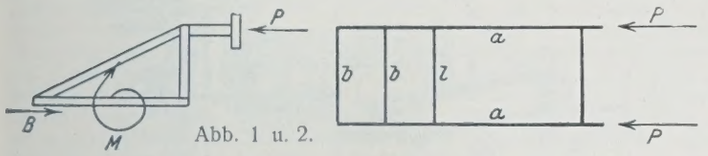


Abb. 1 u. 2.

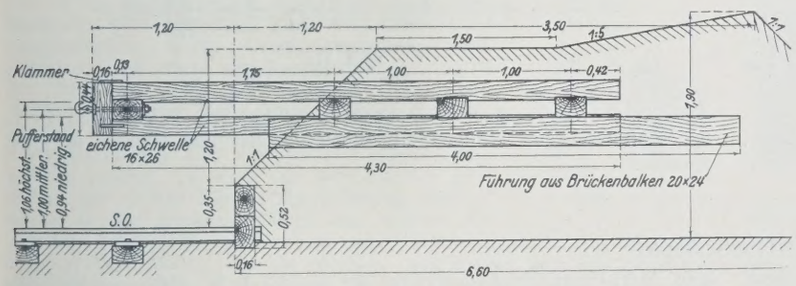
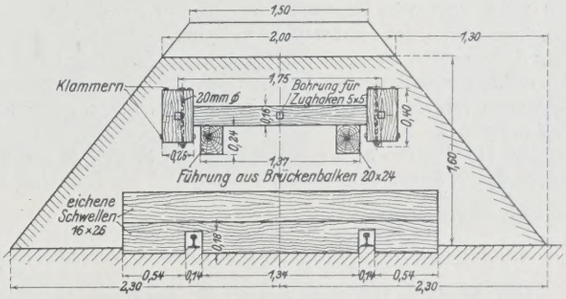
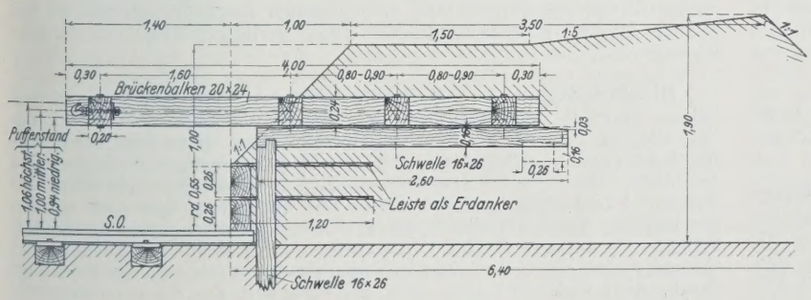


Abb. 3. *A*.





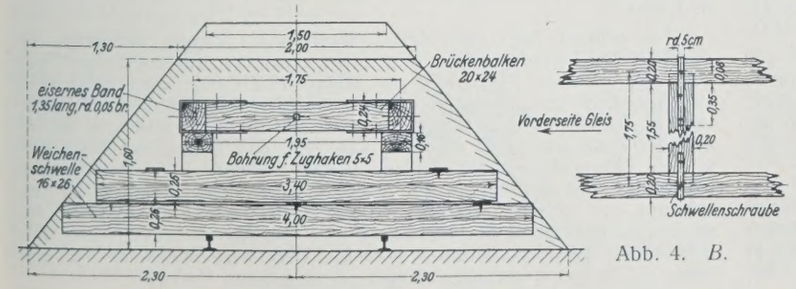


Abb. 4. *B*.

die verhältnismäßig billig ist. Bei den bisher üblichen Prellböcken wird der Schub der Puffer P (Abb. 1 u. 2) meist durch eine Bremskraft $B = P$, die in einer wesentlich unterhalb der Pufferachsen liegenden Ebene wirkt, und ein Moment M aufgenommen. Bei der nachstehend vorgeschlagenen Konstruktion soll die Bremskraft B wie bei den Wasserdruck-Prellböcken genau in der Pufferachse angreifen. Das Moment M fällt dann weg. Dadurch ergeben sich sehr einfache Konstruktionen. Der bewegliche Teil des Prellbockes ist ein in der Ebene der Puffermittellinien liegender Rost, bestehend aus zwei Stäben a, die, genau in der Pufferachse liegend, den Schub P der Puffer aufnehmen, und einer Anzahl an den Stäben a befestigter Querschwellen b, die den Schub auf einen Sandhaufen übertragen.

In Abb. 3 bis 5 sind drei verschiedene Konstruktionen, mit A, B und C bezeichnet, dargestellt. Zu den Konstruktionen können verfügbare alte Hölzer mitverwendet werden. Die Konstruktion A (Abb. 3) ist aus alten Bahnschwellen, B (Abb. 4) aus alten Brückenbalken, C (Abb. 5) aus Rundhölzern und alten Brückenbalken hergestellt. Durch Aufnageln von Bohlenstücken auf die obere und untere Fläche der Querschwellen kann die Wirkung erhöht werden. Die Prellböcke A und B lassen eine Verschiebung von etwa 1,75 m, der Prellbock C läßt eine solche von etwa 6 m zu.

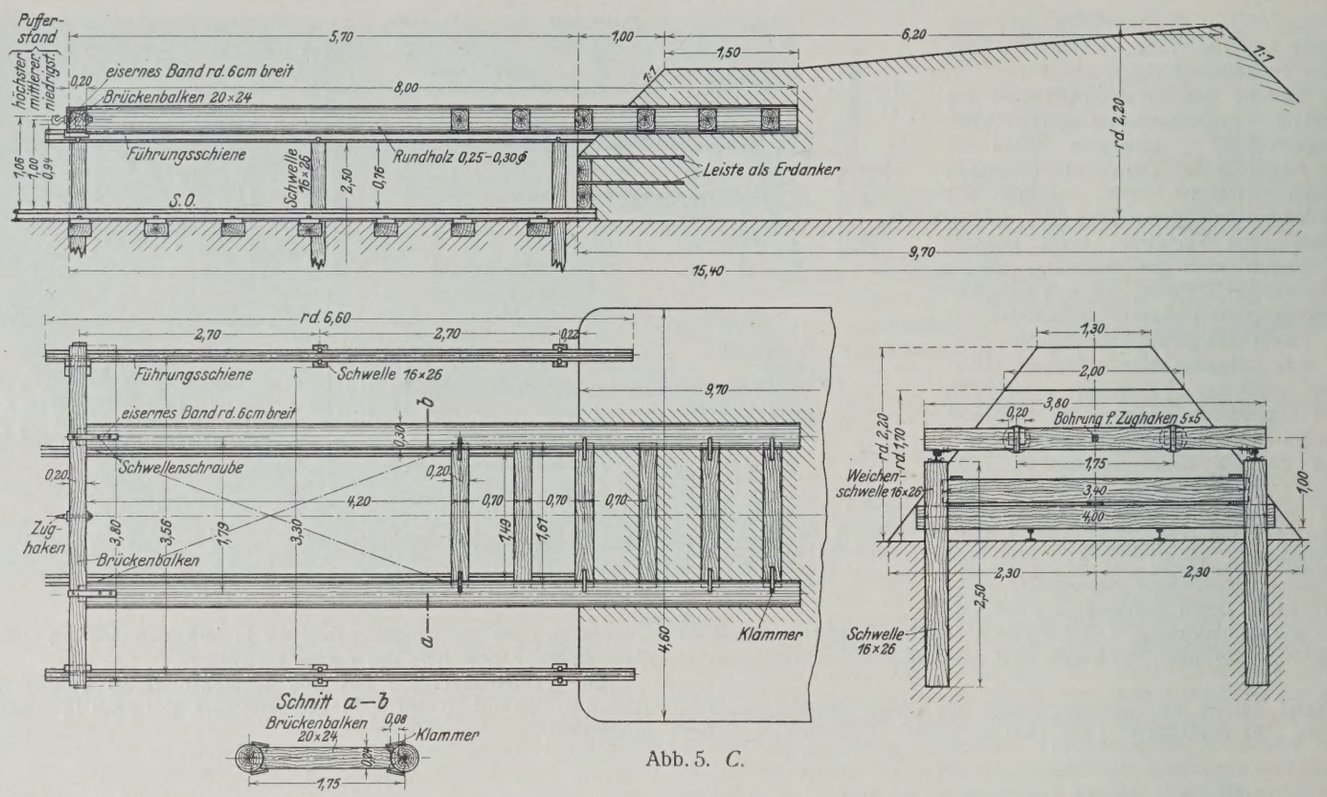


Abb. 5. *C.*

Nach dem beschriebenen Grundgedanken lassen sich je nach der Art des verfügbaren Altmaterials leicht andere Konstruktionen entwerfen. Man kann natürlich auch Eisen verwenden. Das Einfachste bleibt aber wohl die Verwendung von Hölzern unter Mitbenutzung von Altmaterial.

Wesentlich für die Billigkeit der Prellböcke ist dort, wo sie in Gleisabständen von nur etwa 4,5 m einzubauen sind, die Art der seitlichen Abgrenzung der Sandschüttung. In Abb. 6 ist rechts eine Absteifung mit senkrechten eingegrabenen Schwellen dargestellt, wie man sie ähnlich bei festen Prellböcken oft findet. Links ist eine Absteifung mit zwei wagerecht liegenden Reihen von Schwellen dargestellt, wobei die Oberkante des Fußweges zwischen den Prellböcken auf 25 cm über S.-O. erhöht ist. Bei einer Länge der Absteifung von 5,2 m erfordert die rechts dargestellte Art 44 alte Schwellen, die links dargestellte 8 alte Schwellen für jeden Prellbock. Letztere Abstützung wird daher wesentlich billiger.

Je ein Prellbock der Konstruktionen *A* und *B* ist seit Juli bezw. November v. J. auf dem Bahnhof Salzwedel als Abschluß kurzer Rangiergleise probeweise aufgestellt. Die Herstellung des beweglichen Teiles der Prellböcke aus verfügbarem Altmaterial hat nur etwa je 20 R.-M. gekostet.

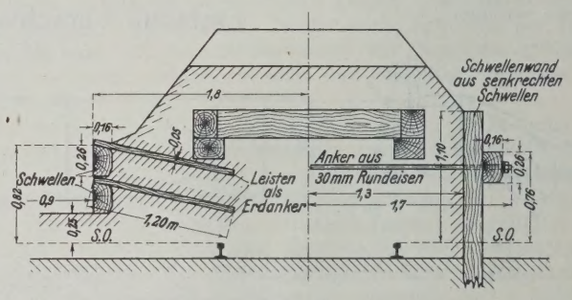


Abb. 6.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 24. April ausgegebene Heft 8 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Georg Stein: Deutsche Planetarien. — Der Neubau des Planetariums in Dresden. Architekt: Stadtbaurat Paul Wolf. — Stadtbaurat H. Ritter: Neubau des Planetariums in Leipzig. — Dr.-Ing Wehl: Die Bewertung von Grundstücken. — K. H. Knippel: Das Gartenproblem.

Ministerialrat a. D. Dr.-Ing. ehr. **Eduard Faber** in München, unser sehr geschätzter Mitarbeiter, ist zum außerordentlichen Mitgliede der Preußischen Akademie des Bauwesens ernannt worden.

Besuch der Technischen Hochschule Berlin im Winterhalbjahr 1926/27. (Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 11, S. 140.) Die Gesamtbesucherzahl war a) Studierende 4198, b) Fachhörer 213, c) Gasthörer 382, insgesamt 4793 gegenüber 4207 im Sommerhalbjahr 1926. Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für Ingenieurbauwesen 348, Architektur 289, Maschinenbau 1416, Elektrotechnik 1118, Chemie 311, Hüttenkunde 114, Bergbau 290, Schiffs- und Schiffsmaschinenbau 197, Allgemeine Wissenschaften 115.

Technische Hochschule Karlsruhe. Die Würde eines Ehrensenators ist verliehen worden dem Generaldirektor Dr.-Ing. ehr. Albert Vögler, Dortmund, in Anerkennung seiner bahnbrechenden Verdienste um die technisch-wissenschaftliche Entwicklung und wirtschaftliche Gestaltung des Eisenhüttenwesens sowie um die Förderung der Ingenieurausbildung.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. Gelegentlich der 66. Hauptversammlung des Vereines deutscher Ingenieure in Mannheim-Heidelberg, 28. bis 30. Mai 1927, findet am Sonnabend, den 28. Mai in Mannheim, und zwar im Vortragsaale der Kunsthalle, vormittags 9 Uhr, eine Mitgliederversammlung der D. G. f. B. W. statt. — Vorträge: Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck, Berlin, über Entwurf 1926 zum Schiffshebewerk Niederfinow; Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Schaechterle, Stuttgart, über die Entwicklung der deutschen Brückenbautechnik in den letzten Jahren; Strombaudirektor Konz, Stuttgart, über die Neckarkanalisierung.

Die Befestigung von Kranbahnschienen. Die Kranbahnschienen haben zunächst den Raddruck des fahrbaren Kranes auf die Langschwelle zu übertragen. Die Langschwelle selbst dient dazu, den Raddruck auf eine Grundfläche zu verteilen, die der zulässigen Bodenpressung entspricht. Die Form der Kranschiene richtet sich nach den Laufrädern des Kranes. Für kegelig gedrehte Räder mit einfachem Spurkranz werden gewöhnliche Breitfuß-Schienen, für zylindrisch gedrehte Räder mit beiderseitigem Spurkranz werden Laufkranschienen gewählt. Das Profil der Schiene wird auf Grund von Erfahrungssätzen nach dem größten Raddruck, dem Raddurchmesser und der Festigkeit des Schienenbaustoffes bestimmt.

Die Schiene liegt entweder in ihrer vollen Länge oder unter Vermittlung von Unterlagplatten oder Schienenstühlen auf der Langschwelle auf. Im ersteren Falle wird der Schienenfuß durch eine aufgenietete Lamelle verbreitert, wenn die zulässige Druckbeanspruchung der Unterlage es erfordert. Man nimmt zur Berechnung der Druckfläche an, daß sich der Raddruck unter einem Winkel von 30° gegen die Wagerechte in der Längsrichtung der Schiene verteilt. Wenn als Unterlage Granit verwendet wird, genügt in den meisten Fällen eine unmittelbare Auflagerung der Schiene. Handelt es sich jedoch um Beton und große Raddrücke, so muß das Schienenprofil für eine günstige Druckverteilung möglichst hoch gewählt werden, oder die Druckverteilungshöhe ist durch unter die Schienen genietete Träger zu vergrößern (Abb. 1).

Wenn Unterlagplatten verwendet werden, so sind biegungsfeste Schienen, also Breitfuß-Schienen oder Laufkranschienen mit untergenietetem Träger erforderlich. Das Untergießen der Schienen zwischen den Unterlagplatten ist meist zwecklos, da der Zementmörtel unter der Last herausgequetscht wird.

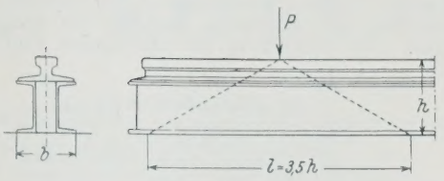


Abb. 1.

Die Schienenbefestigung selbst hat in der Hauptsache folgende Forderungen zu erfüllen:

1. Genügende Befestigung nach Spur und Höhenlage.
2. Möglichkeit, die Befestigungsschrauben bei Lockerungen nachzuziehen.
3. Elastische Aufnahme der Stoßwirkungen.

Für die Befestigung der Schienen werden zwei Hauptformen unterschieden.

a) Unmittelbare Befestigung der Schienen auf der Langschwelle.

b) Befestigung der Schienen unter Vermittlung von Schienenstühlen.

a) Die früher am meisten verwendete Befestigungsform war die Steinschraube mit Klemmplatten, wie sie in Abb. 2 dargestellt ist. Durch das Festrosten der Muttern ist ein Nachziehen nicht möglich. Man ist gezwungen, die Muttern abzumeißeln, wobei meist auch das Gewinde des Schraubenbolzens beschädigt oder verbogen wird. Schließlich bleibt nichts anderes übrig, als die ganze Steinschraube aus dem Beton herauszustemmen und eine neue Schraube einzusetzen und zu vergießen. Betriebsunterbrechungen sind die unausbleibliche Folge. Nachteilig ist die starre Befestigung der Steinschraube im Beton, so daß Lockerungen infolge der Stöße des Kranes nicht ausgeschlossen sind.

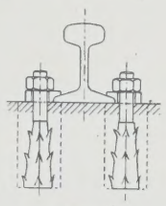


Abb. 2.

Diese Nachteile werden bei der Verwendung von Asbestzement, wie er von der Deutschen Asbestonwerke A. G., Köln, unter dem Namen „Asbeston“ angewendet wird, vermieden. In der Betonlangschwelle werden viereckige, nach unten sich erweiternde Löcher von entsprechender Tiefe ausgespart und mit einer angemachten Mischung von Asbestfasern und Zement ausgefüllt. Nach einigen Tagen ist die Masse soweit erhärtet, daß sie mit einem gewöhnlichen zylindrischen Spiralbohrer vorgebohrt werden kann. In die vorgebohrten Löcher wird dann in der üblichen Weise eine gewöhnliche Schwellenschraube eingeschraubt (Abb. 3). Zum Einbringen der Schraube dient ein Steckschlüssel, wie er bei Holzschwellen verwendet wird. Das Verfahren wird vorteilhaft auch bei vorhandenen Langschwellen bezw. Granitabdeckplatten von Ufermauern od. dergl. angewendet, indem man in das Mauerwerk oder den Werkstein mit einem Preßluftbohrer etwa 5 cm starke Löcher einbohrt. Müssen bei Auswechselung von Schienen die Schrauben gelöst und nachher von neuem eingedreht werden, so wird vor dem zweiten Eindrehen mit Zementmilch frisch getränkte Asbestschnur in die Löcher gehängt und sodann die Schraube eingedreht. Der Asbestzement bildet eine feste und doch zähe und elastische Masse, die die Vorzüge des Holzes und des Steines in sich vereinigt.

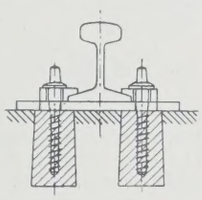


Abb. 3.

Die Deutsche Asbestonwerke A. G. verwendet bei der Herstellung der Betonlangschwellen Einsätze aus Drahtgewebe, die zwar das Übertreten von Kiesbrocken aus dem Kiesbeton in den bearbeitungsfähigen Beton verhindern, aber ein gemeinsames Abbinden beider Betonarten an den Berührungsflächen gewährleisten. Dabei ist noch zu beachten, daß die Betonlangschwelle in einem Gusse auf die genaue Höhe gebracht wird. Ein nachträgliches Aufbringen von Zementputz ist auf jeden Fall zu vermeiden, da er durch die Erschütterungen der Krane abplatzen würde. Damit die Seitenstöße des Kranes nicht von einer einzigen Schraube aufzunehmen sind, werden nach Möglichkeit Unterlagplatten vorgesehen, die beide Schwellenschrauben miteinander verbinden.

b) Der Hahmannsche Universal-Schienenstuhl (D. R. P.) besteht aus einem einbetonierten Gußkörper aus Spezialguß, auf dem die Eisenbahnschiene unmittelbar durch zwei Hakenschrauben und Klemmplatten befestigt wird (Abb. 4). Der Gußkörper ist durch rechtwinklig zueinander stehende gefensterte Wände derart gegliedert, daß eine gute Stand- und Haftfestigkeit gesichert ist. Die Tragfläche für die Schiene ist leicht gewölbt, und die Achse der beiden Hakenschrauben nebst Klemmplatten in die Mittelachse des Schienenstuhles verlegt, damit sich die Schiene bei der Durchbiegung auf dem Schienenstuhl abwälzt. Durch diese Anordnung wird bei jeder Laststellung eine nahezu senkrechte Belastung des Stuhles erzielt. Die Köpfe der Hakenschrauben ruhen in besonderen Kammern, die durch Platten aus Klingerit nach außen abgedichtet werden.

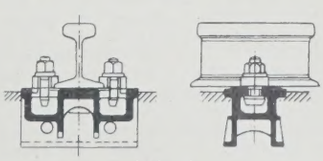


Abb. 4.

In der Betonlangschwelle werden entsprechende Hohlräume zur Aufnahme der Schienenstühle ausgespart. Die Schienen werden gleichzeitig mit den Stühlen aufgelegt, genau nach Spur und Höhenlage ausgerichtet und erst dann am besten mit einem Mörtel aus hochwertigem Zement vergossen. Der Schienenstuhl hat sich insbesondere auch bei Lösch- und Arbeitsgruben im Bereiche der Eisenbahnverwaltung bewährt.

Dipl.-Ing. Siegfried Kiehne, Kiel.

Seezeichen in Eisenbeton. Der Eisenbeton begegnet bei der Verwendung für Bauwerke in der See immer noch gewissen Bedenken, die mit der zunehmenden Erkenntnis seiner Eigenschaften ihre Berechtigung völlig verlieren werden, aber verständlich sind durch Fehlschläge, die in ungenügender Erfahrung ihren Grund hatten. Wie widerstandsfähig der Eisenbeton gerade bei Bauten im Meere sein kann, lehren die Erfahrungen mit Eisenbeton-Baken an der französischen Küste, über die Coyne in Le Ciment 1926, Dezemberheft, berichtet.

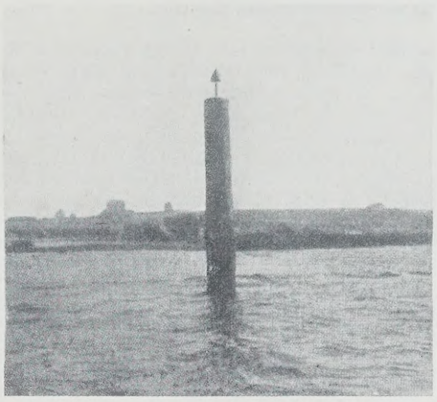


Abb. 1.

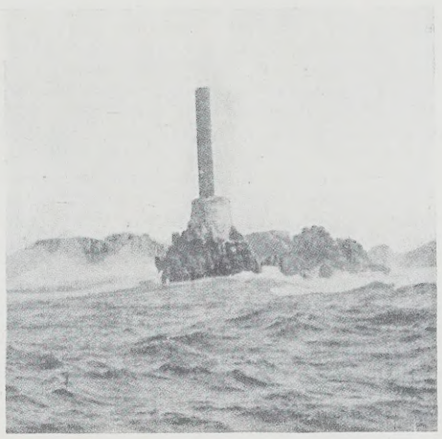


Abb. 2.

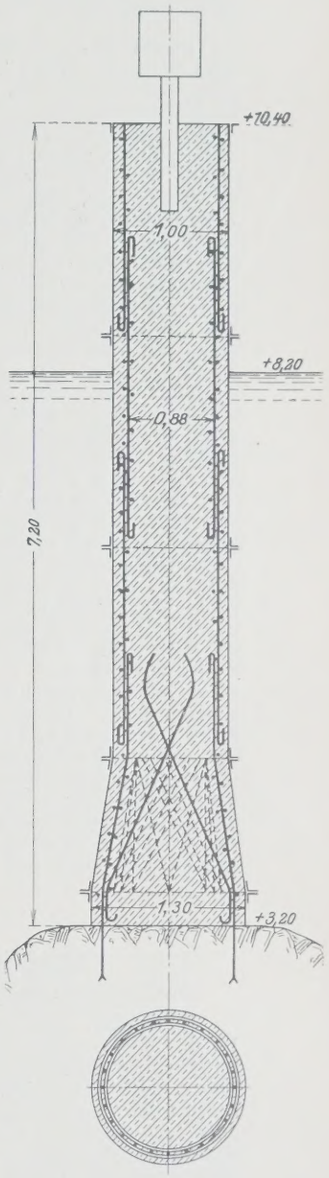


Abb. 3.

Welcher Gewalt diese dem ungebrochenen Anprall der Brandung ausgesetzten Bauwerke zu widerstehen haben, vermag man sich nur schwer vorzustellen: Am Leuchtturm von La Jument auf der Insel Ouessant wurden u. a. starke Eisenbahnschienen, die senkrecht tief in das Leuchtturmfundament eingemauert waren und nur etwa 1 m frei herausragten, glatt abgeschnitten, und die in 18 m Höhe als Halt für das Gangspill wagerecht in das Turmmauerwerk verankerten Rundeisenwinkel von 15 mm Stärke werden in jedem Winter allein durch den Anprall der See verbogen und verdreht. Gegenüber solchen Angriffen vermag nur die völlig glatte Außenseite massiver, durch ihr eigenes Gewicht wirkender, auf die ganze Länge und mit dem Untergrund verankerter runder Leuchttürme und Baken standzuhalten. Gerade von letzteren liegen eine ganze Reihe von Erfahrungen mit Ausführungen in Eisenbeton vor, die sich gegenüber den als Eisengerüst gebauten vorteilhaft bewährt haben, einmal wegen ihrer besseren Sichtbarkeit, dann aber auch wegen ihrer größeren Widerstandsfähigkeit. Es stehen heute z. B. auf der Insel Ouessant eine Reihe solcher Seezeichen, von denen Abb. 1 u. 2 die Baken von Sampaul und Perm darstellen, während Abb. 3 Querschnitt und Grundriß der Eisenbetonbake von Belier wiedergibt.

Wie die meisten dieser Ausführungen besitzt sie einen zylindrischen Schaft, der sich am Fuß verbreitert und durch eine Reihe einbetonierter Anker fest mit dem Felsen des Untergrundes verbunden ist. Die verwendete Mischung ist stets recht fett und enthält nicht unter 400 kg Zement auf 1 m³ Beton (im Bauwerk gemessen), um das Erhärten des Betons zu

beschleunigen, der andernfalls durch die Erschütterungen der Brandung — namentlich bei Flutzeit — leiden würde. Schnell erhärtende Zemente werden hier sicherlich ein dankbares Feld finden. Wo es die Abmessungen des Bauwerks gestatten, verwendet man Steinblockeinlagen, die namentlich an den Arbeitsfugen eine Verzahnung der verschiedenen Betonlagen erreichen sollen.

An Stelle einer Schalung dient für das Betonmauerwerk der Gründung und des Fußes ein Mantel aus Betonhohlsteinen, für den Schaft verwendet man Eisenblechschalung, die nach der ersten Erhärtung einer Schicht weiter benutzt wird. Die Bewehrung besteht aus 30 bis 35 mm dicken Rundeisen, die in den Untergrund verankert, in wechselnden Abständen — der am stärksten bewehrte Schaftquerschnitt zeigt 30 Eisen — auf den Umfang verteilt und durch wagerechte Bügel gesichert werden, an deren Stelle erforderlichenfalls auch eine Spiralbewehrung tritt. Ki.

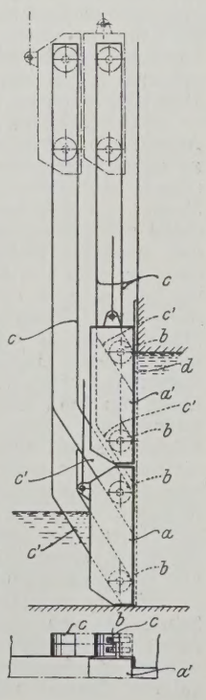
Eisenbahn- und Tunnelbau in Peru. Die Central-Eisenbahn von Peru, die, vom Hafen Callao ausgehend, die 3300 m über dem Meere gelegene Hochfläche von Huancayo in den Anden dem Verkehr erschließt, erhebt sich bis auf eine Höhe von 4821 m. Eine solche Höhe erreicht keine andere Regelspurbahn der Welt. Auf der Länge der Bahn von 416 km kommen neben 40 Bahnhöfen 61 Brücken, 66 Tunnel und 21 Spitzkehren vor. Trotz der großen Höhenunterschiede, die zu überwinden sind, ist es gelungen, Zahnradstrecken zu vermeiden, aber die Steigung von 1 : 25 muß auf lange Strecken angewendet werden. Unter den Bauwerken ist besonders bemerkenswert die Verrugea-Brücke, die in 175 m Länge eine Schlucht in 77 m Höhe über deren Sohle überschreitet, und der Galera-Tunnel, der 1180 m lang ist und den ersten Rücken der Anden in 4786,6 m Höhe überschreitet. Er entwässert auf der einen Seite nach dem Stillen Ozean, während das am anderen Ende ausfließende Wasser durch den Amazonenstrom dem Atlantischen Ozean zugeführt wird.

Bei der Lage der Central-Eisenbahn ist es nicht zu verwundern, daß sie durch Hochwasser und andere Gefahren, die das Gebirge mit sich bringt, dauernd in ihrem Bestande bedroht ist und daß ihre Unterhaltung große Schwierigkeiten macht. Um eine besonders gefährdete Stelle zu schützen, ist sie kürzlich bei der Überschreitung des Puruhuay-Flusses auf etwa 5 km Länge verlegt worden. Im März 1925 war die Brücke über diesen Fluß durch Hochwasser zerstört und das anschließende Gleis auf lange Strecken weggerissen worden. An dieser Stelle mündet der Rimac-Fluß in den Puruhuay, und die Streckenverlegung, zu der man sich entschloß, um eine Wiederholung der Zerstörung zu vermeiden, zwang dazu, die Nase zwischen beiden Flußtälern zu durchtunneln. Der Fluß wird mit einer Brücke von 40 m Weite in einer Spannung überschritten. Die Brücke ist aus England geliefert worden. Ihr Bau war mit der Anlage von Schutzdämmen an den durch das Hochwasser am meisten gefährdeten Stellen des Flußufers verbunden. Der neue Tunnel führt in 500 m Länge durch ungewöhnlich hartes Gestein, so daß sein Bau große Schwierigkeiten machte. Es wurde zunächst, von Anfang Oktober 1925 ab ein Richtstollen von 2,4 zu 2,4 m Querschnitt durch das Gebirge vorgetrieben. Die Bohrarbeiten wurden mit Hilfe von Druckluft ausgeführt. Der Bau wurde von beiden Enden her vorgetrieben. Es galt im ganzen, 12 500 m³ Fels auszubrechen. Von Unfällen blieb der Tunnelbau verschont. Die Strecke liegt jetzt hochwasserfrei, und die Eisenbahnverwaltung erwartet mit Zuversicht, daß Störungen des Eisenbahnbetriebes durch Unwetter in Zukunft nicht mehr vorkommen werden. Wkk.

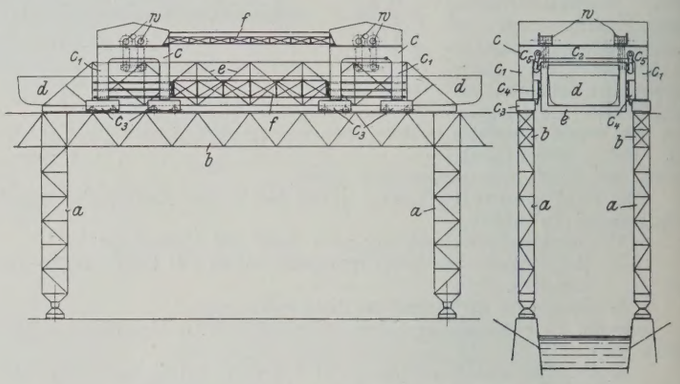
Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Rollschütz. (Kl. 84a, Nr. 432 350 vom 12. 8. 1924 von Gutehoffnungshütte Oberhausen Akt.-Ges. in Oberhausen i. Rhld.) — Zur selbsttätigen Abdichtung des Schützes im Bereich der Verschlußstellung sind gleichlaufend gerichtete schräge Laufbahnen *c* vorgesehen, auf denen die Schütztafel *a*, a_1 mit ihren Rollen *b* gleitet und die an ihren unteren Enden schräg gerichtet sind. Die Schütztafel wird infolge der schrägen Neigung durch ihr Eigengewicht mit Keildruck gegen den Dichtungsrahmen *d* gedrückt. Die Rollen *b* sind so gelagert, daß die Schütztafeln nach dem Einbau für eine gute Verschlußlage genau eingestellt werden können.



Schiffshebewerk mit Laufkran. (Kl. 84b, Nr. 437 513 vom 23. 11. 1926 von Rheinische Metallwaren- und Maschinenfabrik in Düsseldorf-Derendorf.) — Die beiden Laufkatzen des Laufkranes sind als torartige Gestelle *c* ausgebildet, deren seitliche Stützen c_1 durch Quergurte c_2, die die Plattform für die Windwerke *w* tragen, miteinander verbunden sind. Die Stützen c_1 ruhen mit ihren verfahrbaren Unterlagen c_3 auf dem Gleis einer Hochbahn, deren beide Längsträger *b* durch die Pendelstützen *a* getragen werden. Die beiden Laufkatzen sind durch Steifen *f* in unveränderlichem Abstande voneinander gehalten. An den Vorsprüngen c_4 der seitlichen Torstützen c_1 sind Längsschienen usw. angebracht, zwischen die der Schiffsträger *e* eingeklemmt wird. Zur Entlastung der Hubwinden sind im Innern des Torkranes



seitlich ein- und ausschiebbare Kragträger oder an den Quergurten angelenkte Haken c_5 vorgesehen, die mit entsprechenden Gegenmitteln am Schiff oder Schiffsträger zusammenwirken.

Personalnachrichten.

Preußen. Der Oberbaurat Dr.-Ing. ehr. Krey ist zum Honorarprofessor in der Fakultät für Bauwesen bei der Technischen Hochschule Berlin ernannt worden.

Versetzt sind: Die Regierungs- und Bauräte (W.) Dr.-Ing. Heiser vom Hafenbauamt in Kolberg an die Regierung in Schleswig, Arp vom Neubauamt in Wesermünde an die Wasserbaudirektion in Münster i. W.; — die Regierungsbauräte (W.) Jordan vom Kanalbauamt in Fallersleben nach Halle a. d. Saale als Vorstand des dort neu errichteten Kanalbauamts für die Kanalisierung der Saale bei Halle, Kruse vom Kanalbauamt in Duisburg an das Wasserbauamt in Ratibor als Vorstand, Franzius vom Wasserbauamt in Ratibor an das Hafenbauamt in Kolberg als Vorstand, Schütz vom Wasserbauamt in Frankfurt a. Main an das Kanalbauamt in Fallersleben als Vorstand, Warning vom Wasserbauamt in Fürstenwalde a. d. Spree an das Kanalbauamt in Braunschweig; — die Regierungsbaumeister (W.) Prött von der Streckenbauleitung Burg an das Kanalbauamt in Magdeburg, Crackau vom Hafenbauamt in Swinemünde an das Kanalbauamt in Oebisfelde, Jurisch vom Wasserbauamt in Celle an das Wasserbauamt in Berlin, Sprotte vom Neubauamt in Meppen nach Papenburg.

Der Regierungsbaumeister Franke beim Oberpräsidium in Breslau ist zum Kulturbauamt in Liegnitz versetzt worden.

Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst sind überwiesen worden die Regierungsbaumeister (W.) Heins dem Wasserbauamt in Eberswalde, Pieke dem Wasserbauamt in Frankfurt a. Main, Arens dem Neubauamt in Eberswalde mit dem Dienstort in Niederfinow, Kruse dem Neubauamt in Münster i. Westf.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Wilhelm Röhrs, Heinrich Schutte (Wasser- und Straßenbaufach).

Das Kanalbauamt in Duisburg ist mit Ende März 1927 aufgelöst worden.

Württemberg. Bei der im November 1926 bis Februar 1927 abgehaltenen Staatsprüfung im Bauingenieurfach sind für befähigt erklärt worden: Rudolf Bilfinger aus Mörnsheim, Bezirksamt Eichstätt in Bayern, Kurt Brändle aus Stuttgart, Adolf Drauz aus Heilbronn, Julius Färber aus Marbach a. N., Ernst Fischer aus Freudenstadt, Otto Häberle aus Münsingen, Karl Kohler aus Stuttgart, Max Kohlmaier aus Feuerbach, Amtsoberamt Stuttgart, Ludwig Krauß aus Aalen, Eugen Landel aus Stuttgart-Cannstatt, Reinhold Müller aus Sulz, Oberamt Nagold, Paul Schäffer aus Gerabronn, Heinrich Schlör aus Künzelsau, Willi Schmelcher aus Eppingen in Baden, Walter Sigmundt aus Vaihingen a. F., Amtsoberamt Stuttgart, Eugen Stuber aus Plochingen, Oberamt Eßlingen, Otto Winter aus Affalterbach, Oberamt Marbach. Sie haben die Bezeichnung „Regierungsbaumeister" erhalten.

Sachsen. Die Regierungsbauführer Kurt Naue, Oskar Pilling, Walter Wackwitz erhielten den Titel „Regierungsbaumeister".

INHALT: Die Pumpwerke des Astheim-Erfelder Entwässerungsverbandes im hessischen Kreise Groß-Gerau. — Ergebnis des engeren Ausschreibens zur Erlangung von Entwürfen für den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim zum Ersatz der Schiffbrücke. (Fortsetzung.) — Ein neuer Fahrzeugtunnel in Oakland (Kalifornien). — Einfache verschiebbare Prellböcke aus Holz. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Ministerialrat a. D. Dr.-Ing. ehr. Eduard Faber. — Besuch der Technischen Hochschule Berlin im Winterhalbjahr 1926/27. — Technische Hochschule Karlsruhe. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. — Befestigung von Kranbahnschienen. — Seezeichen in Eisenbeton. — Eisenbahn- und Tunnelbau in Peru. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 6. Mai 1927. Heft 20

Alle Rechte vorbehalten.

Die Auswertung von Pegelbeobachtungen.

Von **F. Düll**, Regierungsbaurat an der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde, München.

Die Beobachtung der Höhe des Wasserstandes der Flußläufe ist schon seit Jahrhunderten dort in Übung, wo Verkehr und Wirtschaft eines Flußtales vom Wechsel der Wasserstände des Flußlaufes beeinflußt sind. Insbesondere waren es die außergewöhnlichen Wasserstände, seien es die zur Einstellung der Schiffahrt zwingenden Niederwasserstände oder die Überschwemmungen bringenden Hochfluten, die beachtet, überliefert und gegenseitig verglichen wurden. Zur Bestimmung der absoluten Maße hat man sich schon frühzeitig der Pegellatte bedient, ihren Nullpunkt aber nicht immer unverändert gelassen. Die Pegel dienten ausschließlich Schiffahrtzwecken, und um die Wasserstandanzeigen in einfacher Weise für die Schiffahrt verwertbar zu machen, setzte man die Höhenlage des Pegels relativ zu den Wasserständen fest. Man wählte als Pegelnullpunkt entweder die Sohle oder das niederste Niederwasser (NNW), so daß man nach der Höhe der Ablesungen die Schiffbarkeit des Wasserstandes ohne weiteres beurteilen konnte und die Grenzwasserstände für die Schiffahrt feste Zahlen waren. Bei Veränderungen der Höhenlage des Flusses wurde folgerichtig auch der Pegel entsprechend versetzt, die Einheitlichkeit der Beobachtungen, sofern überhaupt solche fortlaufend aufgezeichnet wurden, dadurch aber gestört.

Regelmäßige Pegelbeobachtungen sind vom Anfange des 19. Jahrhunderts an in Preußen und Bayern ausgeführt und gesammelt worden; im Jahre 1809 hat Eytelwein ein Gutachten über die einheitliche Organisation der Wasserstandbeobachtungen ausgearbeitet mit dem Zwecke, eine gleichmäßige Behandlung der allenthalben vorhandenen „Wassermarqueure“, wie die Pegel damals hießen, zu erreichen.[1]) Die zeichnerische Darstellung der Wasserstandbewegungen auf Linienpapier war bereits bekannt. Da man nun auch den ständigen Wasserstandveränderungen mehr Aufmerksamkeit schenkte und ihren Ursachen nachspürte, mußte man die Höhenlage der Pegelnullpunkte festlegen und die Pegelumsetzungen urkundlich aufzeichnen, um so die Ablesungen verschiedener Zeiten aufeinander beziehen zu können. Von da an erst war es möglich, die Pegelablesungen außer für vorübergehende Zwecke der Schiffahrt auch für hydrologische Untersuchungen heranzuziehen. Seit einigen Jahrzehnten werden die Ablesungen der wichtigsten Pegel in fast allen Kulturländern in gewässerkundlichen Jahrbüchern veröffentlicht. Im folgenden möge nun gezeigt werden, für welche Zwecke dieses umfangreiche Beobachtungsmaterial herangezogen wird, welche Wege bei der Auswertung eingeschlagen werden und mit welchem Erfolge.

Die Sicherheit einer Schlußfolgerung aus den Pegelbeobachtungen ist dadurch sehr beeinträchtigt, daß die Wasserführung selbst infolge der wechselnden Niederschlagverhältnisse ständigen Schwankungen in weiten Grenzen unterworfen ist, nicht nur innerhalb eines Jahres, sondern auch innerhalb längerer Zeiträume, und ferner, daß diese Schwankungen weit größer sind als die Größenordnung der durch die Untersuchung aufzudeckenden Unbekannten. Die Pegelbeobachtungen sind nach drei Richtungen hin wichtig. Sie dienen zum Nachweise von Veränderungen der Abflußverhältnisse eines Flußprofils, zur Erforschung der Hochwasserverhältnisse und zur Ermittlung der Wasserführung.

1. Nachweis von Abflußveränderungen. Eine Veränderung der Abflußverhältnisse eines Flußquerschnitts drückt sich durch Hebung oder Senkung des Wasserstandes in dem betrachteten Profil aus; wodurch aber diese Veränderungen verursacht sind, läßt sich nicht ohne weiteres aus den Pegelbeobachtungen erkennen. Man wird im allgemeinen zuerst auf eine Veränderung der Höhenlage der Flußsohle in dem betrachteten Querschnitte schließen; gleiche Wirkungen wie diese können aber auch durch eine Veränderung des Gefälles, der Rauhigkeit oder der Form des Flußprofils oder auch durch Baumaßnahmen, wie eine Niederwasserregelung oder die Errichtung von Hochwasserdämmen hervorgerufen werden. Anderseits wieder kann man aus dem Umstande, daß die Einwirkung auf die Höhenlage des Wasserspiegels bei den verschieden hohen Ständen verschieden groß ist, einiges schließen, denn eine Niederwasserregelung z. B. wird am stärksten bei Niederwasser bemerkbar sein, während Hochwasserdämme nur die höheren Wasserstände beeinflussen.

Die einfachste Art der Auswertung unregelmäßiger Beobachtungsgrößen, wie es die Pegelablesungen sind, ist die Mittelbildung von Ablesungen größerer Zeiträume und der Vergleich dieser Mittel. Lange Zeit war dies das vorherrschende Verfahren, da die Pegelbeobachtungen vielfach die einzigen erreichbaren hydrotechnischen Unterlagen darstellten. Um den Einfluß des Wechsels der Niederschlagintensität, die in jedem Jahre anders ist, auszugleichen, hat man die Mittelbildung auf Jahrzehnte und noch längere Zeiträume ausgedehnt. Die Statistik der Niederschläge zeigt aber, daß man aus der Mittelbildung nur die gröbsten Veränderungen nachweisen und Zahlen nur ganz ungefähr und mit Vorbehalt angeben kann.

Erfolgreicher ist die graphische Darstellung der Jahresmittel und neben dieser die Auftragung der jährlich höchsten und niedersten Wasserstände; eine wertvolle Ergänzung dieses Bildes sind ferner die jährlichen Niederschlagmittel des der betreffenden Pegelstelle zugehörigen Teileinzugsgebietes, das allerdings nicht für jede beliebige Pegelstelle aus den Jahrbüchern der Niederschlagsbeobachtungen zu entnehmen ist. In Abb. 1 sind die für den Pegel Ingolstadt an der Donau ermittelten Werte aufgezeichnet, wobei für die MW-Linie auch die fünfjährigen Mittel angegeben sind.

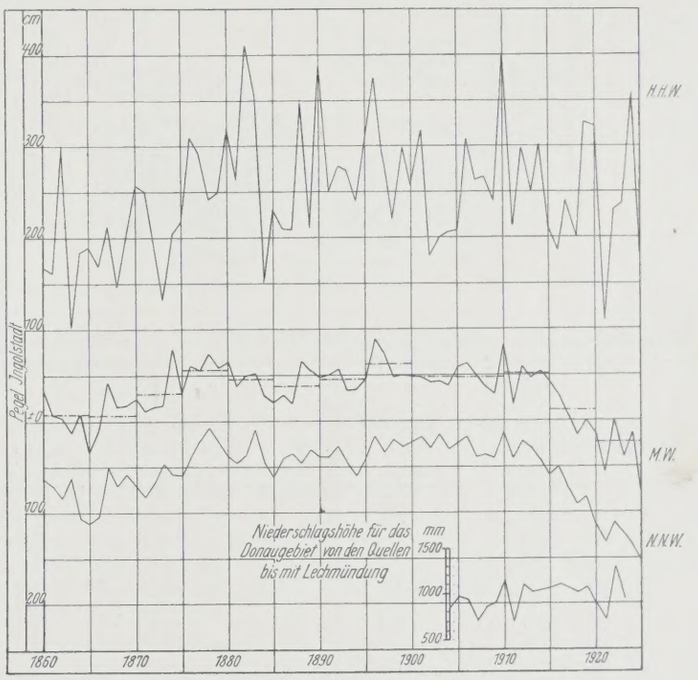


Abb. 1. Höchste, mittlere und niederste Jahreswasserstände am Pegel zu Ingolstadt von 1860 bis 1925 mit Angabe der Niederschlagverhältnisse seit 1904.

Man sieht, wie die MW-Linie von 1865 bis 1880 ansteigt und von 1915 bis 1925 stark fällt und auch in der Zwischenzeit unregelmäßige Schwankungen zeigt. Die Angabe der Mittel kann nun bei den großen Änderungen, z. B. 1910 bis 1920, wohl etwas sagen, es wäre aber falsch zu glauben, aus den Schwankungen des Mittels z. B. in den Jahren 1895 bis 1905 auf eine Veränderung der Abflußverhältnisse schließen zu müssen. Statt der mehrjährigen Mittel ist es besser, sich durch die Zickzacklinie eine Mittellinie gezogen zu denken. Die Mittelbildung auf größere Zeiträume hat eben den Nachteil, daß sie ganz verschieden ausfällt, je nachdem die zu untersuchende Änderung ganz oder nur zum Teil in den Zeitraum der Mittelbildung fällt. Dasselbe gilt auch für die Linie des mittleren Niederschlages. Auch hier ist keine Periodizität zu erkennen, und die Mittelbildung fällt ganz verschieden aus, je nachdem man den extremen Wert aufnimmt oder nicht. Es sei übrigens auch hier auf die erwähnte Größe der jährlichen Schwankungen hingewiesen, die es erklären, warum mit Beobachtungen einzelner Jahre gar nichts anzufangen ist. Bemerkenswert ist auch noch der Umstand, daß die Jahresabflußwassermenge nicht immer in unmittelbarem Zusammenhange mit dem Niederschlag steht, sondern z. B. bei gleicher Niederschlagmenge nach einem Trockenjahr wesentlich geringer sein kann als nach einem nassen, und daß ferner

[1]) G. Jacoby, Beitrag zur Geschichte der Pegel, „Die Bautechnik“ 1925, Heft 32, S. 438; „Die Wasserkraft“ 1925, S. 332.

auch die Jahreszeit, in der der Niederschlag gefallen ist, von Einfluß ist. Es liegt das an der Grundwasserbewegung und den Vorgängen bei der Schneeschmelze. Bei Flüssen mit Gletscherwasser ist ein Niederschlagvergleich natürlich erst recht mit Vorsicht zu benutzen. Immerhin ist in Abb. 1 zu sehen, daß der Niederschlag in den Jahren 1912 bis 1915 ziemlich gleich geblieben, der Pegelstand aber heruntergegangen ist, während trotz des Steigens des Niederschlages in den Jahren 1921/22 der Pegelstand verhältnismäßig wenig gestiegen ist. Es ist somit eine Senkung des Wasserspiegels zweifelfrei nachgewiesen, die für eine Sohleneintiefung spricht, wenn keine größeren flußbaulichen Maßnahmen das Profil verändert haben. Die Linie der jährlichen niedersten Wasser spricht ebenfalls dafür, da auch sie sich nach abwärts bewegt. Die Linie der Hochwasserstände dagegen steigt im Jahre 1875 rasch an und bleibt dann hoch, was auf die Errichtung von Hochwasserdämmen hinweist. Bei den Hochwasserständen nach 1910 ist die festgestellte Sohleneintiefung kaum zu erkennen, da bei höheren Wasserständen das nasse Profil viel breiter ist als bei Nieder- und Mittelwasser, eine Veränderung der eigentlichen Flußsohle hier also keinen großen Einfluß mehr hat. Eine zahlenmäßige Angabe ist in dem vorliegenden Beispiel gut möglich, weil die Änderungen besonders groß sind, aber man darf höchstens eine Genauigkeit von Dezimetern erwarten. Bei kleineren und weniger stetigen Veränderungen ist aus den Pegelaufschreibungen allein nichts zu sehen.

Wie sehr Schlußfolgerungen aus den Pegelbeobachtungen durch die Schwankungen der Wasserführung beeinträchtigt sein können, zeige folgendes Beispiel,[2]) das zeigen soll, daß die mittleren Wasserstände ganz verschieden sein können, ohne daß sich an der Wassermenge oder im Flußbett etwas geändert hat, nur weil die Größenmaße der Einzelanschwellungen verschieden sind.

In der Tabelle und in Abb. 2 sind die täglichen Pegelablesungen eines Flusses aus verschiedenen Monaten wiedergegeben, ferner die für die Pegelstelle gültige Schlüsselkurve, die die jedem Pegelstande zugehörige Abflußwassermenge angibt. Da diese nun nicht linear mit der Zunahme des Wasserstandes wächst, sondern progressiv (vergl. die Schlüsselkurve), mithin bei höheren Wasserständen größere Wassermengen abfließen, als sich bei gleichmäßiger Zunahme berechnen, so kann auch die Wassermenge, die sich für den mittleren Wasserstand ergibt, kurz „Mittelwasser" genannt, nicht mit der wirklichen „Mittleren Wassermenge" gleichbedeutend sein, sondern der dieser zugehörige Wasserstand liegt über dem Mittelwasser.

Wenn daher die aus dem mittleren Wasserstande sich ergebende

Wasserstandlinien. Schlüsselkurve des Pegels (Pegelkurve).

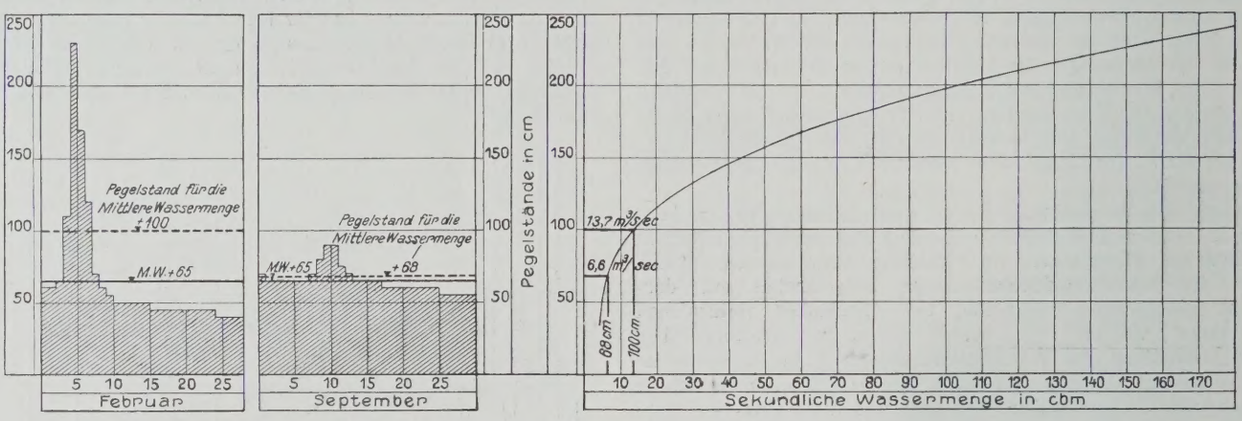


Abb. 2. Einfluß der Wasserstandschwankungen auf die Höhe des Mittelwassers.

Vergleich zwischen Mittelwasserstand (MW) und mittlerer Wassermenge.

Februar			September		
Datum	Wasserstand am Pegel cm	Wassermenge m³/Sek.	Datum	Wasserstand am Pegel cm	Wassermenge m³/Sek.
1.	60	5,9	1.	70	7,0
2.	60	5,9	2.	65	6,4
3.	65	6,4	3.	65	6,4
4.	110	17,8	4.	65	6,4
5.	230	157,0	5.	65	6,4
6.	170	63,0	6.	65	6,4
7.	120	22,4	7.	65	6,4
8.	70	7,0	8.	70	7,0
9.	60	5,9	9.	80	8,4
10.	55	5,4	10.	90	10,6
11.	50	5,0	11.	90	10,6
12.	50	5,0	12.	75	7,7
13.	50	5,0	13.	70	7,0
14.	50	5,0	14.	65	6,4
15.	50	5,0	15.	65	6,4
16.	45	4,7	16.	65	6,4
17.	45	4,7	17.	65	6,4
18.	45	4,7	18.	60	5,9
19.	45	4,7	19.	60	5,9
20.	45	4,7	20.	60	5,9
21.	45	4,7	21.	60	5,9
22.	45	4,7	22.	60	5,9
23.	45	4,7	23.	60	5,9
24.	45	4,7	24.	60	5,9
25.	40	4,5	25.	60	5,9
26.	40	4,5	26.	55	5,4
27.	40	4,5	27.	55	5,4
28.	40	4,5	28.	55	5,4
			29.	55	5,4
			30.	55	5,4
Summen	1815	382,0	Summen	1950	196,5
Mittel	65	13,7	Mittel	65	6,6
Zugehöriger Pegelstand: 100 cm			Zugehöriger Pegelstand: 68 cm		

Wassermenge der wirklich abgeflossenen möglichst nahe kommen soll, dürfen die beobachteten Wasserstände nicht zu sehr von dem mittleren Wasserstande abweichen. Aus den vorliegenden Pegelaufschreibungen sieht man ohne weiteres, daß dies wohl im Monat September, aber nicht im Februar der Fall war. Im September berechnet sich nämlich ein mittlerer Wasserstand von 65 cm und die größte Abweichung = 90 — 65 = 25 cm; im Februar berechnet sich ein mittlerer Wasserstand von 65 cm und die größte Abweichung = 230 — 65 = 165 cm. Für den mittleren Wasserstand von 65 cm in beiden Fällen ergibt sich aus der Pegelkurve eine Mittelwassermenge von 6,5 m³/Sek., während man als mittlere Wassermenge aus den täglichen Aufschreibungen für den September 6,6 m³/Sek. und für den Februar 13,7 m³/Sek. erhält; im ersteren Falle beträgt die Mittelwassermenge um 0,1 m³/Sek., d. s. 1,5% weniger als die mittlere Wassermenge, und im zweiten Falle um 7,2 m³/Sek., d. s. 47%.

Veränderungen in der Form der Einzelanschwellungen können auch bei gleichen Niederschlagverhältnissen durch Flußregulierungen, Meliorationen, Wasserkraft- und Talsperrenanlagen verursacht werden. Der Wasserablauf wird durch die Korrektion beschleunigt, durch die Eindeichungen werden Rückhaltebecken ausgeschaltet, Moorland verliert durch Kultivierung von seiner wasserspeichernden Eigenschaft, und die Ausnutzung des Wassers zu Kraftzwecken kann je nach der Art des Betriebes der Anlage sowohl eine Vergleichmäßigung wie eine Beunruhigung im Wasserablauf mit sich bringen. Diese Umstände beeinflussen die Pegelbeobachtungen und besonders die absolute Höhe der Einzelanschwellung. Es darf daher aus dem Vergleiche von Höchstständen nie ohne weiteres auf eine Flußbettveränderung geschlossen werden, wie dies immer wieder von seiten der Anlieger zu geschehen pflegt. Aus dem Nachweise, daß der mittlere Jahreswasserstand allein noch keinen sicheren Schluß auf die im Jahre abgeflossene Wassermenge ziehen läßt, kann ferner gefolgert werden, daß auch beim Vergleiche verschiedener mittlerer Jahreswasserstände unter sich nicht ohne weiteres aus der Veränderung des Wasserstandes auf eine Veränderung der Wassermenge oder bei gleichbleibendem Wasserstande auf die gleiche Wassermenge und daher auf ein unverändertes Abflußprofil geschlossen werden kann. Es kann sich in Jahren mit gleichem Niederschlag und gleicher Wasserführung schon von Natur aus ein oft er-

[2]) Von Oberregierungsrat a. D. Specht, ehemals an der Bayer. Landesstelle für Gewässerkunde, als Aufgabe in der Staatsprüfung 1919 für den bayerischen höheren Baudienst gestellt.

heblicher Unterschied in dem mittleren Jahreswasserstande zeigen, je nachdem die Wasserstandschwankungen in einem Jahre stärker und häufiger aufgetreten sind. Auch aus diesem Grunde muß man also, wie in Abb. 1 gezeigt, bei Pegelvergleichen zu längeren Jahresreihen greifen. Noch viel größer sind selbstverständlich die Unterschiede, die durch die obengenannten künstlichen Eingriffe in das Flußregime hervorgerufen werden. Man hat also auch bei nachgewiesenem Rückgang des Jahreswasserstandes die Ursache nicht ohne weiteres in einer Sohlensenkung oder in einer geringeren Wasserführung zu suchen, sondern er kann in vielen Fällen auf einer irgendwie verursachten Unregelmäßigkeit der Wasserführung beruhen.

Endlich darf aus den Eigenschaften eines einzelnen Flußquerschnitts nur sehr vorsichtig auf die allgemeinen Verhältnisse des Flusses geschlossen werden. Der Einzelquerschnitt kann Änderungen erleiden, die nur örtlicher Natur sind und deren Einwirkungen sich nicht sehr weit nach oben und unten erstrecken. Es können örtliche Änderungen des Gefälles und der Profilform bei geschiebeführenden Flüssen leicht vorkommen, ebenso kann besonders bei Doppelprofilen eine Änderung der

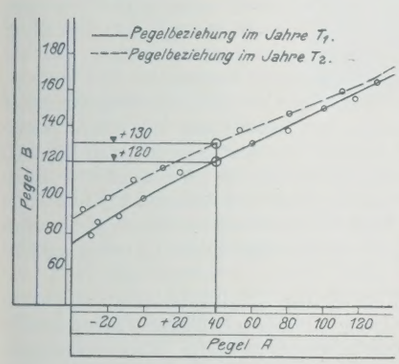


Abb. 3.
Pegelbeziehung der Pegel A und B.

ist. Es werden hier die Häufigkeitslinien der Pegel benutzt, und zwar die bekannten Summenhäufigkeiten eines Jahreszeitraumes, die angeben, an wie vielen Tagen des Jahres ein Pegelstand vorhanden bezw. überschritten worden ist (Abb. 4). Die Aufstellung der Häufigkeitskurven erfordert einige Mühe, die in unserem Falle durch den zu erzielenden Erfolg nicht immer zu rechtfertigen wäre; die Häufigkeiten werden aber von den mit den Pegelbeobachtungen befaßten Ämtern aus anderen Gründen meist sowieso ermittelt und von den wichtigsten Pegeln in Tabellenform veröffentlicht, so daß sie bereits gegeben sind, wenn man einen Pegelvergleich vornehmen will. Als die in A und B gleichwertigen Wasserstände sind jene zu verstehen, die die gleiche Summenhäufigkeit H haben. Es ist hier also die Willkürlichkeit der Auswahl der für die Mittelbildung herangezogenen Wasserstände sowie der Einschätzung einer Mittellinie beseitigt. Es kann auch eine größere Zahl von Beobachtungen, nämlich die des ganzen Jahres, herangezogen werden. Es müssen nicht mehr, wie bei der Pegelrelation, die Ablesungen von A und B eines gleichen Tages- und Beharrungszustandes verglichen werden, sondern es werden die der gleichen Häufigkeit zugehörigen Ablesungen in A und B zusammen-

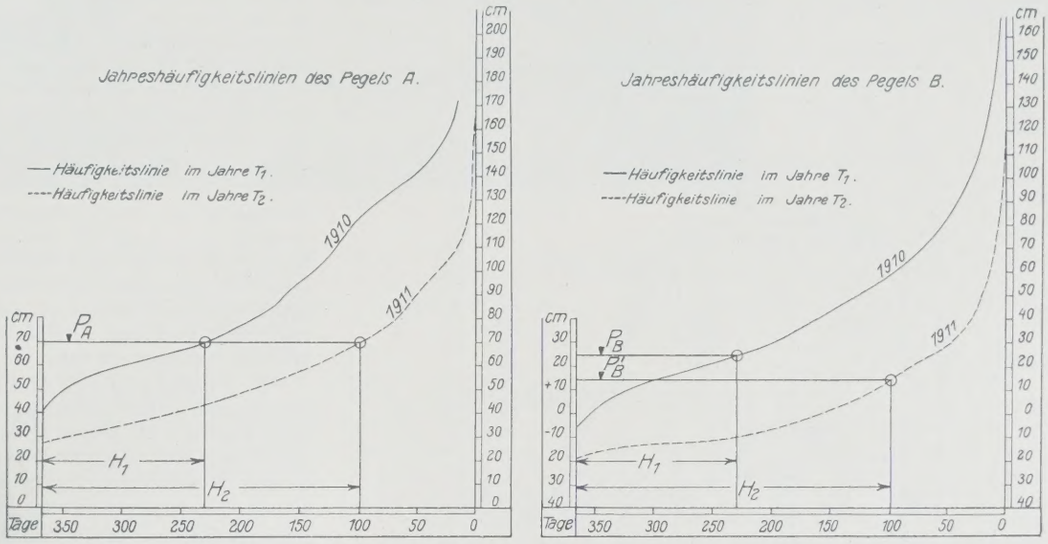


Abb. 4. Bestimmung von Querschnittänderungen aus den gleichwertigen Wasserständen.

Rauhigkeit dadurch eintreten, daß die Dichte der Bestockung mit der Jahreszeit oder aus sonstigen Gründen sich ändert. Es braucht sich dann weder die mittlere Höhenlage der Sohle geändert zu haben, noch brauchen sonstige allgemein wichtige Einflüsse aufgetreten zu sein.

Eine etwas bessere Auswertung als nur durch einfache Gegenüberstellung der Mittelwasserstände erfahren die Pegelablesungen durch Aufstellung der Wechselbeziehungen zwischen den Wasserständen der einzelnen Pegel, der sog. „Pegel-Relationen“ (Pegelbeziehung), oder auch durch Bestimmung der „gleichwertigen Wasserstände“. Diese beiden Bezeichnungen stellen verschiedene Begriffe vor. Die Pegelrelation gibt an, welcher Wasserstand an einem Pegel B einem bestimmten Wasserstande des Vergleichspegels A entspricht. Man erhält sie durch Auftragen der gleichzeitigen Ablesungen beider Pegel auf zwei Koordinatenachsen (Abb. 3). Es dürfen hierzu nur die Ablesungen bei „Beharrungszuständen“ herangezogen werden, während deren die Wasserführung sich nicht ändert, da es sich während eines An- oder Abschwellens nicht genau bestimmen läßt, in welchem Zeitpunkte in B die gleiche Wassermenge durchgeflossen ist wie in A. Ebenso müssen jene Wasserstände ausgeschieden werden, die durch die Änderung der Wasserführung eines Zuflusses zwischen A und B beeinträchtigt sind. Ein größerer Zufluß schließt überhaupt einen solchen Vergleich aus, man muß von seiner Mündung an von einem neuen Vergleichspegel A' ausgehen. Das Auftragen der Wasserstände von A und B ergibt, weil unvermeidliche Beobachtungsfehler und sonstige zufällige Einwirkungen (Wind, Wellenschlag) die Punkte auseinanderfallen lassen, einen Punkthaufen, dessen nach Schätzung eingezeichnete Mittellinie die gesuchte Pegelbeziehung ist. Zeigt sich nun beim Vergleich der Pegelbeziehungen zweier verschiedener Beobachtungszeiträume, z. B. des Jahres T_1 und des Jahres T_2, daß dem gleichen Wasserstande des Vergleichspegels A am Pegel B in der Zeit T_1 und in der Zeit T_2 verschiedene Wasserstände (Abb. 3) entsprechen, so kann an dieser Veränderung eine Flußbettveränderung schuld sein, vorausgesetzt, daß als Vergleichspegel A eine unveränderliche Pegelstelle gewählt werden konnte; es ist dann noch zu untersuchen, wieweit die Veränderung des Wasserstandes der etwaigen Veränderung des Gefälles usw. zuzuschreiben ist.

Ähnlich ist die Benutzung der „gleichwertigen Wasserstände“ für den angeführten Zweck, nur daß deren Bestimmung eine vollkommen andere

genommen, ohne daß die einzelnen Ablesungen unter sich den gleichen Tagen entsprechen müßten. Ferner scheidet die obenerwähnte Fehlerquelle bei Einmündung eines Seitenflusses aus, weil der aus der normalen Beziehung herausfallende Wasserstand in B sich eben einer geringeren Häufigkeit einreiht. Aus dem gleichen Grunde können hier Pegel zum Vergleich herangezogen werden, die durch einen Nebenfluß getrennt sind, der die Aufstellung einer Pegelbeziehung sehr erschweren würde, sofern nur dieser Nebenfluß im allgemeinen die gleiche hydrologische Eigenart wie der Hauptfluß hat.

Um eine Veränderung der Abflußverhältnisse an der Pegelstelle B im Jahre T_2 gegen jene im Jahre T_1 zu erkennen, sind die Häufigkeitslinien jedes dieser Jahre für sich zu vergleichen, die je nach der hydrologischen Jahreseigenart sehr verschieden sein können. Bei dem (als unveränderlich angenommenen) Vergleichspegel A entspreche der Häufigkeit H_1 der Wasserstand P_A; der „gleichwertige Wasserstand“ an dem zu untersuchenden Pegel, d. h. jener mit der Häufigkeit H_1 sei P_B. Im Jahre T_2 zeige der Wasserstand P_A die Häufigkeit H_2; wenn sich nun in B die Abflußverhältnisse nicht geändert haben, dann müßte der Wasserstand P_B ebenfalls von der Häufigkeit H_2 sein, weil die dem Wasserstande P_A entsprechende Wassermenge nunmehr H_2 mal abgeflossen ist und also auch H_2 mal den Pegelstand P_B hätte hervorrufen müssen. Findet man aber, daß der gleichen Häufigkeit H_2 ein anderer Pegelstand P_B' entspricht, so gibt der Abstand zwischen P_B und P_B' das Maß für die Veränderung der Abflußverhältnisse an. Dieses Maß wird für verschieden hohe Stände verschieden sein, je nachdem sich die das Abflußverhältnis verändernde Ursache mehr bei hohen oder bei niederen Wasserständen auswirkt, wofür Beispiele bereits angedeutet wurden. Es läßt sich bei diesem Verfahren schon etwas mehr erkennen, aber man sieht, daß volle Klarheit über eine etwaige Flußbettveränderung durch Verarbeitung von Pegelbeobachtungen allein nie zu erzielen ist, sondern daß man auch die anderen Elemente der Hydrometrie, Wasser- und Gefällmessung usw., heranziehen muß.[3]) Man war früher, als die Möglichkeit zu genaueren wasserwirtschaftlichen Aufnahmen in

[3]) Vergl. Die Bestimmung von Flußbettveränderungen in der „Bautechnik“ 1926, Heft 47 u. 48.

den meisten Fällen fehlte, fast ausschließlich auf die Pegelbeobachtung angewiesen, während dies heute, wo überall Präzisions-Nivellements vorhanden und Wassermessungen allgemein eingebürgert sind, im allgemeinen nicht mehr der Fall ist.

2. Erforschung der Hochwasserverhältnisse. Die unmittelbare Verwendung der Pegelbeobachtungen ist eben nur bei Fragen über die Wasserstände möglich, die neben der Frage nach der Sohlenveränderung auftreten. Es sei z. B. an die Landeskultur-Unternehmungen oder sonstige Entwässerungsanlagen erinnert, die sich ja auf die mittlere Wasserstandhöhe einer ganz bestimmten Zeitperiode, der Wachstumsperiode, aufbauen. Trotzdem haben aber die reinen Pegelablesungen (ohne gleichzeitige Abflußmengenbestimmung) heute nicht an Wichtigkeit verloren, sondern auf einem besonderen Gebiete, nämlich auf dem der wissenschaftlichen Erforschung des Hochwasserablaufes, der Hochwasservorhersage und des Hochwassernachrichtendienstes, für die höheren Wasserstände an Bedeutung gewonnen. Mit den neuzeitlichen Nachrichtenmitteln wurde es möglich, die Niederschlagverhältnisse und Wasserstandhöhen gleichzeitig an eine Zentralstelle zu melden, die den weiteren Verlauf der Hochwasserwelle schätzen oder berechnen und das Ergebnis noch recht-

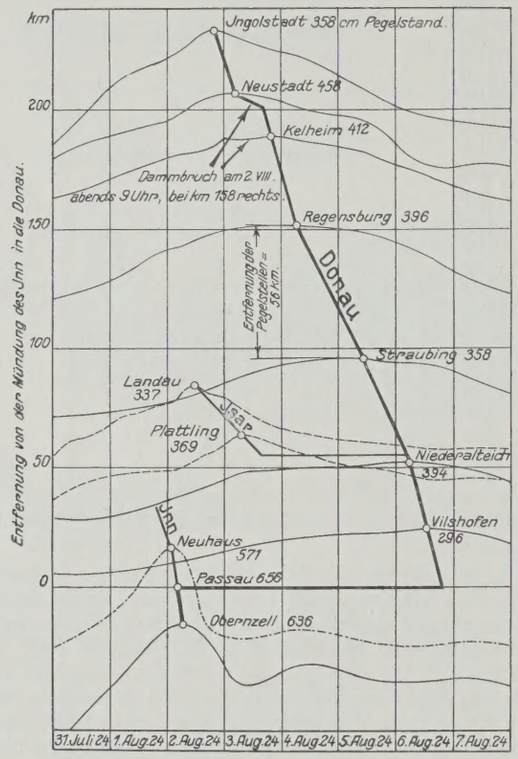


Abb. 5. Flutwellen- und Wellenscheitelplan.

zeitig den Interessenten mitteilen kann. Man bedient sich bei diesen Arbeiten vor allem des Wellenplanes, von dem in Abb. 5 ein Beispiel gegeben sei. Es werden hier die Pegelstände der zu untersuchenden Hochwasseranschwellungen von wagerechten Zeitabszissen aus in der Weise aufgetragen, daß die gegenseitigen senkrechten Abstände der Wellenscheitel den Entfernungen der Pegelstellen, in der Flußachse gemessen, entsprechen (vergl. Abb. 5, Regensburg—Straubing). In den gleichen Plänen werden auch die Wellen der größeren Nebenflüsse aufgenommen, wobei man zweckmäßig für jeden Flußlauf eine besondere Farbe wählt, da der Plan bei vielen Pegelstellen sonst unübersichtlich wird.

Aus dem Wellenplan erhält man sofort eine ganze Reihe von Aufschlüssen. Man sieht, wie die Hochwasserwelle mit dem Talabwandern sich immer mehr verflacht und verlängert (vergl. Ingolstadt und Vilshofen); man erkennt die Größe der Hochwasserwellen der Nebenflüsse und ihren Einfluß auf die Welle des Hauptflusses (die Donauwelle in Obernzell ist durch die Innwelle bestimmt); man sieht, in welchem Maße die Wellen der Nebenflüsse die Hauptwelle durch Auftreffen auf ihren Scheitel erhöhen oder sie durch Voreilen oder Nacheilen verlängern (die Isarwelle verlängert die Donauwelle bei Niederaltaich nach vorwärts durch früheres Eintreffen); die Ursache und der Verlauf der Doppelwellen wird klar, die Wirkungsweise der dem Flusse in seinen Altwässern und Überschwemmungsgebieten zur Verfügung stehenden Rückhaltebecken sichtbar und Unregelmäßigkeiten im Wasserablauf und Dammbrüche oder Eisstauungen zeichnen sich ab (der Dammbruch bei km 158 verflacht die Welle bei Kelheim). Man kann dann noch die Wellenscheitel durch gerade Linien verbinden und erhält so den „Wellenscheitel-Plan", in dem die Neigung der Verbindungslinien einen Maßstab für die Geschwindigkeit des Fortschreitens der Wellenscheitel, die „Scheitelschnelligkeit", darstellt. Auch hier tritt die Verzögerung oder Beschleunigung einer Hochwasserwelle durch Rückwärts- oder Vorwärtsaufbau der Welle des Nebenflusses oder die Störung durch einen Dammbruch klar zutage (an der Innmündung bei Passau, beim Dammbruch zwischen Neustadt und Kelheim).

Da bei den großen Flüssen mit ihren flachen Hochwasserwellen der Höchststand meist nicht klar hervortritt und außerdem die unvermeidlichen Ungenauigkeiten der Ablesung sowie sonstige Störungen (Wind, Stauungen durch Treibzeug usw.) den wirklichen Wellenscheitel nicht immer klar erkennen lassen, muß man beim Ziehen der Verbindungslinie der Wellenscheitel etwas ausgleichen, um ein übersichtliches Bild zu bekommen. Vielfach werden auch bei langgezogenen Wellen mit einem längere Zeit anhaltenden Höchststande die Punkte des Eintretens des Höchststandes verbunden, das ebenfalls für manche Fragen von Wichtigkeit ist.

Bei der Verschiedenheit der Niederschlagverhältnisse, die keiner jährlich wiederkehrenden Gesetzmäßigkeit folgen, wird jeder Wellenplan verschieden sein. Ein Vergleich der einzelnen Wellenpläne läßt das jedem Hochwasserablauf Eigenartige hervortreten, er zeigt für die Aufstellung von Regeln für die Hochwasservorhersage, wo Gesetzmäßigkeiten im Wellenablauf noch gefunden werden können und wo nicht mehr, er gibt für die Organisation des Hochwasser-Nachrichtendienstes eine Übersicht, mit welcher Schnelligkeit die Nachrichtenmittel arbeiten müssen, um die Hochwasservorhersage noch praktisch ausnutzen zu können.

Es gehört nicht hierher, auf die Wege der Einzelauswertung näher einzugehen, da nur die Möglichkeiten der Auswertung von reinen Pegelbeobachtungen behandelt werden sollten. Die hier angedeuteten Arbeiten werden bei der heutigen Bedeutung unserer großen Wasserläufe an allen diesen durchgeführt. Vorbildlich hierfür waren die Arbeiten des badischen hydrographischen Instituts, das mit der Untersuchung der Rheinhochwasserfrage befaßt war und noch ist, und das die Ergebnisse in einem großen Werke[4]) veröffentlicht hat.

3. Ermittlung der Wasserführung. Endlich ist noch die heute selbstverständliche Verwendung der Pegelstände als Wassermengenanzeige zu erwähnen. Es läßt sich durch entsprechend viele Wassermessungen eine Beziehung zwischen Wasserstand und Wassermenge aufstellen und in der „Schlüsselkurve" graphisch darstellen. Die Sache ist theoretisch zu einfach, um hier weiter darauf einzugehen, während die Schwierigkeiten der praktischen Durchführung nicht hierhergehören. Für den genannten Zweck kommt natürlich nur eine Pegelstelle in Betracht, deren Abflußverhältnisse sich fast nicht oder nur langsam ändern. Hier kann zur Beurteilung, ob die Pegelstelle „gut" oder „schlecht" ist, die Betrachtung der Linie der Jahresmittel wertvolle Dienste leisten.

Man hat früher in mancher Hinsicht von den Pegelablesungen mehr gehalten, als sich bei genauer Untersuchung rechtfertigen läßt. Trotzdem haben sie gleichzeitig mit der Vertiefung der Theorie des Wasserbaues und der Ausbreitung seiner praktischen Anwendung immer mehr an Bedeutung gewonnen; da sich ja auch die Wassermengen im freien Fluß nicht unmittelbar registrieren lassen, sondern dies nur bei den Wasserständen der Fall ist, so ist deren Erhebung auch für alle von der Wasserführung abhängenden Fragen unerläßlich. Man hat daher im Laufe der Zeit nicht nur das Pegelnetz verdichtet, sondern auch die Zahl der Beobachtungen an vielen Pegeln vermehrt. Weitaus die meisten Pegel werden täglich mindestens einmal, bei Hochwasser auch stündlich abgelesen. An den wichtigsten Stellen bedient man sich außerdem noch selbstschreibender Pegel, die den Verlauf der Wasserstandlinie in jedem Zeitpunkte wiedergeben.

Aus dem Vorhergehenden ergibt sich, daß nicht für alle Fragen die Pegelbeobachtungen genügenden Aufschluß geben können und daß man sehr leicht irregeführt werden kann, wenn man nicht eine restlose Klärung der Probleme anstrebt. Für viele Zwecke sind die Pegelbeobachtungen wohl zur Gewinnung einer allgemeinen Übersicht und eines Urteils, nach welcher Richtung die Untersuchung zu führen ist, recht wertvoll, aber sie dürfen nicht allein ausschlaggebend sein. Gerade eine der wichtigsten Fragen des Flußbaues, die Veränderung der Höhenlage der Flußsohle und die Wirkung von flußbaulichen Maßnahmen, kann bei der Verzwicktheit der Zusammenhänge nur durch Heranziehung aller hydraulischen Elemente behandelt werden. So selbstverständlich dieses alles ist, so ist es doch oft recht schwer, den Beteiligten die Dinge klar zu machen und ihren aus der unmittelbaren Beobachtung abgeleiteten Anschauungen entgegenzutreten. Die fleißigsten Pegelbeobachtungen können das übrige hydrotechnische Rüstzeug nicht ersetzen, sondern nur ergänzen.

[4]) Ergebnisse der Untersuchung der Hochwasserverhältnisse im deutschen Rheingebiet. Zentralbureau für Meteorologie und Hydrographie im Großherzogtum Baden. 6. Bd. Berlin 1891. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Umbau der Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Güls.

Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. **Jacobi**, Berlin.

(Schluß aus Heft 16.)

b) Die eisernen Überbauten.

Die neuen zweigleisigen eisernen Überbauten sind aus hochwertigem Baustahl St 48 hergestellt. Die beiden in 8,60 m Entfernung liegenden Hauptträger jeder Öffnung sind vollwandige Zweigelenkbogen von 64,00 m Stützweite und 8,00 m Pfeilhöhe, deren Stehbleche im Scheitel 1997 mm, an den Kämpfern 1182 mm hoch sind. Im Scheitel liegt die Fahrbahn zwischen den Hauptträgern, nach den Seiten zu ist sie mit Portalrahmen die in 4,50 m Abstand liegen, auf die Bogenträger abgestützt (Abb. 12, Ansicht der Seitenöffnung am linken Ufer). Die Hauptträger, die im Querschnitt doppelwandig nach Abb. 13 ausgebildet sind, haben in den Anschlußpunkten der Portalrahmen vollwandige Aussteifungen und Bindebleche, in den zwischenliegenden Drittelpunkten aufgelöste Versteifungen in Dreieckform. Abb. 13a zeigt den Querschnitt im Anschlußpunkt eines Portalrahmens und des Windverbandes im Punkte 13 (s. Abb. 14), Abb. 13b den Querschnitt in einem Drittelpunkte im Feld 12—13. Im Scheitel und in den Drittelpunkten jeder Bogenhälfte sind Universalstöße vorhanden, so daß jeder aus zwei einwandigen Bogen zusammengesetzte Hauptträger aus zwölf Montageteilen besteht. Abb. 14 zeigt den Grundriß der Brücke mit Quer- und Längsträgeranordnung, den Wind- und Bremsverbänden. Die Fahrbahnlängsträger, I 42½, liegen in den fünf Seitenfeldern auf den Querträgern und sind als durchlaufende Träger ausgebildet, in den drei Mittelfeldern liegen sie zwischen den Querträgern. An den Stoßstellen der durchlaufenden Längsträger und an den Querträgeranschlüssen ist die Kontinuität bezw. die Einspannung durch Anschlußplatten und Winkelaussteifungen gewahrt. Nur die Längsträger des Mittelfeldes 7—8 sind mit Rücksicht auf den Montagevorgang, der ein Scheitelgelenk und eine Unterbrechung der Fahrbahn verlangt, gelenkig und auf der einen Seite verschieblich gelagert und daher als Balken auf zwei Stützen gerechnet.

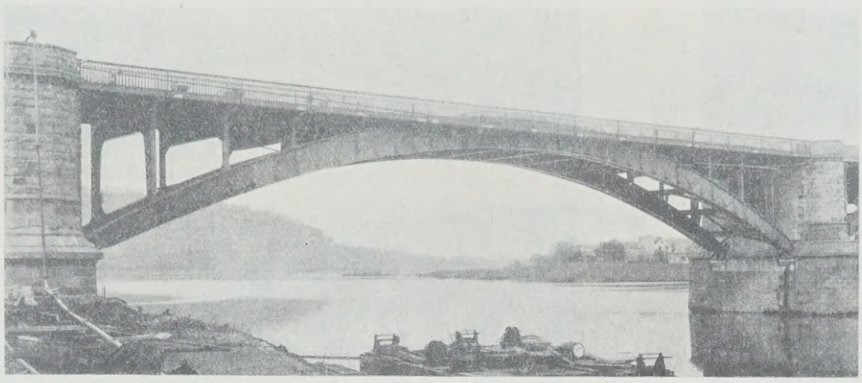


Abb. 12.

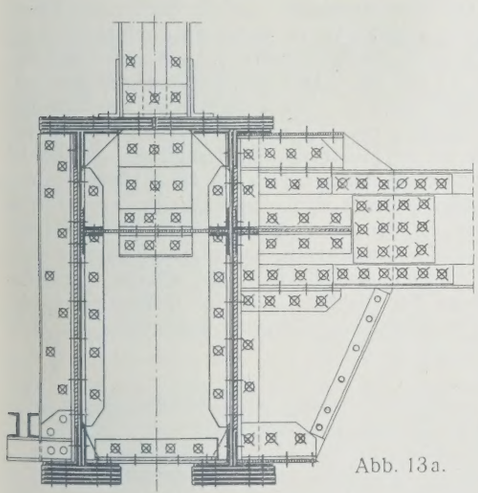


Abb. 13a.

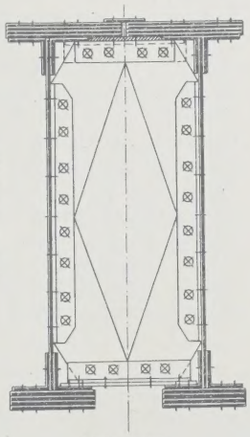


Abb. 13b.

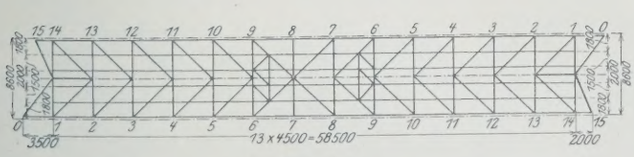


Abb. 14.

Gegenseitig sind die Fahrbahnlängsträger durch einen Schlingerverband aus ⊏20 der üblichen Bauart ausgesteift. Den Anschluß an die Landpfeiler vermitteln Schleppträger, die auf dem Kammermauerwerk fest, auf den Kragenden der durchlaufenden Längsträger beweglich gelagert sind. An den Strompfeilern sind die Schleppträger mit den Längsträgern der Überbauten fest verbunden und auf den Pfeilern beweglich gelagert. Durch diese Anordnung werden die Bremskräfte der Schleppträger von den Bremsverbänden der Überbauten mit aufgenommen. Die zwischen den Schleppträgern auf den Pfeilern liegenden Zwischenstücke sind mit dem einen Schleppträger fest verbunden, auf dem anderen beweglich gelagert, so daß die Längsbeweglichkeit der anschließenden Überbauten ausgeglichen werden kann.

Zur Aufnahme der Windkräfte ist in der Bogenachse der Hauptträger ein Windverband angeordnet (Abb. 14), in den Anschlußpunkten des Windverbandes an die Hauptträger sind die beiden Stehbleche des Hauptträgers durch wagerechte Bleche ausgesteift. In den dem Mittelfelde benachbarten Feldern ist in den Windverband je ein Bremsverband eingeschaltet. In den vier äußeren Feldern dienen die beiden nebeneinanderliegenden Schlingerverbände gleichzeitig als oberer Windverband, der sich in den Anschlußpunkten 4 und 11 auf den Hauptwindverband abstützt. In den Feldern 4—5 und 10—11 liegt der Windverband in Querträgerunterkante, in den fünf Mittelfeldern in Längsträgerunterkante.

Der aus Stahlguß bestehende Lageroberteil (Abb. 15) legt sich mit seiner Hohlfläche auf die gewölbte Fläche der Kugelkalotte, die aus geschmiedetem Stahl hergestellt ist. Die Kugelkalotte ist auf dem in Stahlguß gefertigten Lagerbock in Richtung der Auflagerfläche und senkrecht zu ihr verschieblich gelagert, um Ungenauigkeiten in der Montage ausgleichen und die Wölbung der Kalotte in die Hohlfläche des Lageroberteiles eintreiben zu können. Das Maß der Verschiebung ist gegeben durch die zwischen Lagerbock und Kalotte liegenden Flachkeile und durch die oberhalb und unterhalb der Kalotte angeordneten Seitenkeile. Zwischen der Unterfläche des Lagerbockes und dem aus hochwertigem Eisenbeton gefertigten Auflager liegt eine Bleiplatte von 10 mm Stärke.

Die Auflager der Fahrbahnschleppträger sind durchgehende Eisenbetonbalken.

An beiden Seiten der Fahrbahn ist je ein Dienststeg angeordnet, der sich in der Mitte an den über die Fahrbahn ragenden Hauptträgern totläuft. Stromauf ist außerhalb des Hauptträgers ein auf Kragträgern ruhender Fußgängersteg von 1,50 m Breite für den öffentlichen Verkehr geschaffen, der beiderseits durch Rampen zugänglich gemacht ist. Im Zusammenhang mit der Fußsteganlage werden die Befestigungstürme am rechten Ufer, die die Aussicht des Lokomotivpersonals außerordentlich verschlechtern, bis auf die Höhe des Brüstungsbandes beseitigt. Auf dem stromab gelegenen stehenbleibenden Unterbau des Turmes wird ein eiserner Mast zur Aufnahme des Fährseiles aufgestellt, das bisher an dem Turmaufbau befestigt war.

Das Tragwerk der Dienststege und des Fußsteges besteht aus St 37; die Fahrbahn ist mit Warzenblechen, die Dienststege und der Fußsteg sind mit Bohlenbelag abgedeckt.

An jedem Überbau hängt ein Besichtigungswagen, der an den Außenseiten der Hauptträger auf Zahnstangen läuft, so daß die Konstruktion in ihrer ganzen Breite zugänglich ist. Die Wagen, die Steigungen und Gefälle verschiedener Stärken befahren, haben Aus-

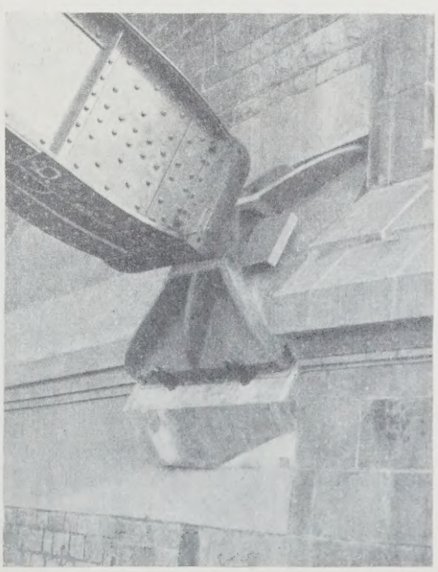


Abb. 15.

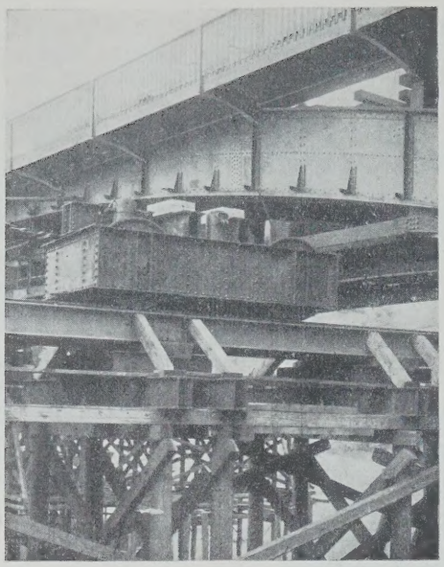


Abb. 16.

Abb. 17.

gleichvorrichtungen zum jeweiligen Einspielen der Achslage und neben den üblichen Bremsen selbsttätige Hemmungen im Falle besonderer Vorkommnisse.

Das Eisengewicht der drei Überbauten beträgt rd. 1250 t hochwertiger Bau- und Flußstahl (St 48 und St 37), das Gewicht der Lager beläuft sich auf 100 t, für die Herstellung der Schwellen und des Bohlenbelages der Dienststege und des öffentlichen Fußsteges sind 210 m^3 Eichenholz verarbeitet. Das Eigengewicht eines Überbaues, bezogen auf das laufende Meter eines Hauptträgers, beträgt 4,1 t; an diesem Gewicht ist der Hauptträger selbst mit einem Eigengewicht von 1,8 t/m, die Fahrbahn mit einem solchen von 2,1 t/m beteiligt. Der wagerechte Schub eines Hauptträgers beträgt aus Eigengewicht 263 t, aus der ungünstigsten Verkehrsbelastung durch den Lastenzug *N* 953 t. Im ungünstigsten Falle erreicht der wagerechte Schub einschl. aller Nebenwirkungen eine Größe von 1302 t bei einer senkrechten Auflagerkraft von 607 t. Die Resultierende dieser beiden Kräfte ergibt am Auflager eine größte Bogenkraft von 1436 t, die zwischen dem Lageroberteil und der Kalotte eine Pressung von 7,6 t/cm^2 und unter dem Lagerbock eine größte Kantenpressung von 50 kg/cm^2 hervorruft.

Die neuen Überbauten wurden, wie bereits erwähnt, stromauf in 25 m Entfernung von der alten Brücke auf hölzernen Montagegerüsten zusammengebaut. In einer Zugpause mußte der alte Überbau einer jeden Öffnung ausgefahren und der neue gleichzeitg eingefahren werden. Zu diesem Zweck wurden die Hauptträger der Überbauten in zwei rd. 18 m von der Bogenmitte liegenden Punkten auf Verschubwagen abgefangen, so daß der alte und der neue Überbau auf je vier Wagen ruhte. Die Verschubwagen waren zweiachsige Fahrzeuge mit 2,50 m Achsstand und 1,50 m Spurweite. Jeder Wagen hatte eine Tragfähigkeit von 160 t. Die Last übertrug sich durch vier mit doppeltem Spurkranz versehene Räder auf die Laufschienen der Verschubbahnen. Die beiden Verschubbahnen jeder Öffnung, auf denen sich die Verschubwagen bewegten, liefen parallel zur Stromrichtung und hatten eine gegenseitige Achsentfernung von 36 m. Zwischen den Verschubwagen und den Überbauten waren Wasserdruckpressen eingeschaltet, die eine Bewegung der Eisenkonstruktion in senkrechter Richtung gestatteten. Die Pressen wurden von Hand bedient. Die Hubkraft einer jeden Presse betrug unter dem neuen Überbau 200 t, unter dem alten 100 t.

Die vier hintereinanderliegenden Verschubwagen des alten und neuen Überbaues einer Öffnung wurden durch Steifkupplungen miteinander verbunden, so daß das Ausfahren des alten und das Einfahren des neuen Überbaues in einem Arbeitsvorgang stattfand. Die Zugkraft lieferten zwei an den Enden der Verschubbahnen aufgestellte elektrisch betriebene Zugwinden von je 5 t Zugkraft (an der Trommel), die mit Gleichstrom gespeist wurden. Da der neue Überbau mit den Schwellen und einem Gleis rd. 460 t, der alte Überbau rd. 290 t wog, war ein Gewicht von 750 t zu bewegen.

Abb. 16 zeigt einen unter einem neuen Überbau stehenden Verschubwagen mit der Verschubbahn. Zwischen den I-Trägern ist die Wasserdruckpresse sichtbar, rechts daneben die zugehörige Handpumpe. Auf den I-Trägern liegen die Buchenholzklötze, die zum Abfangen der Konstruktion dienen.

Der neue Überbau war demnach während der Auswechslung abweichend von der seiner Form und Berechnung entsprechenden Lagerung abgestützt und beansprucht. Diese, wenn auch nur vorübergehende, Lagerung hätte bleibende Durchbiegungen der Hauptträger und bei ungleichmäßigem Setzen der Verschubbahn oder ungenauem Einspielen der Hubpressen Verdrehungen und daher Formänderungen des ganzen Systems zur Folge gehabt, die nicht wieder zu beseitigen waren. Um die durch diese Formänderungen bedingten Nebenspannungen zu vermeiden, ordnete man im Scheitel der beiden Hauptträger Montagegelenke an und unterbrach die Fahrbahn im Gelenkfelde, so daß die beiden Bogenhälften etwaigen Verdrehungsmomenten nachgeben konnten. Die labile Wirkung des Gelenkes beseitigte an jedem Hauptträger ein Zugband, das unmittelbar an der Innenseite der Stützpunkte an den Hauptträgern befestigt war. In Abb. 16 sieht man das Zugband und seinen Anschluß an den Hauptträger. In der Mitte eines jeden Zugbandes befindet sich eine Wasserdruckpresse von 100 t größter Kraftäußerung, mit der das Zugband verkürzt und verlängert werden konnte. Diese Ausgleichvorrichtung machte es möglich, gegenseitige Verdrehungen der beiden Bogenhälften, die während des Verfahrens durch Mängel an der Verschubbahn oder den Bewegungsvorrichtungen eintraten, wieder zu beseitigen. Daneben ermöglichte sie auch

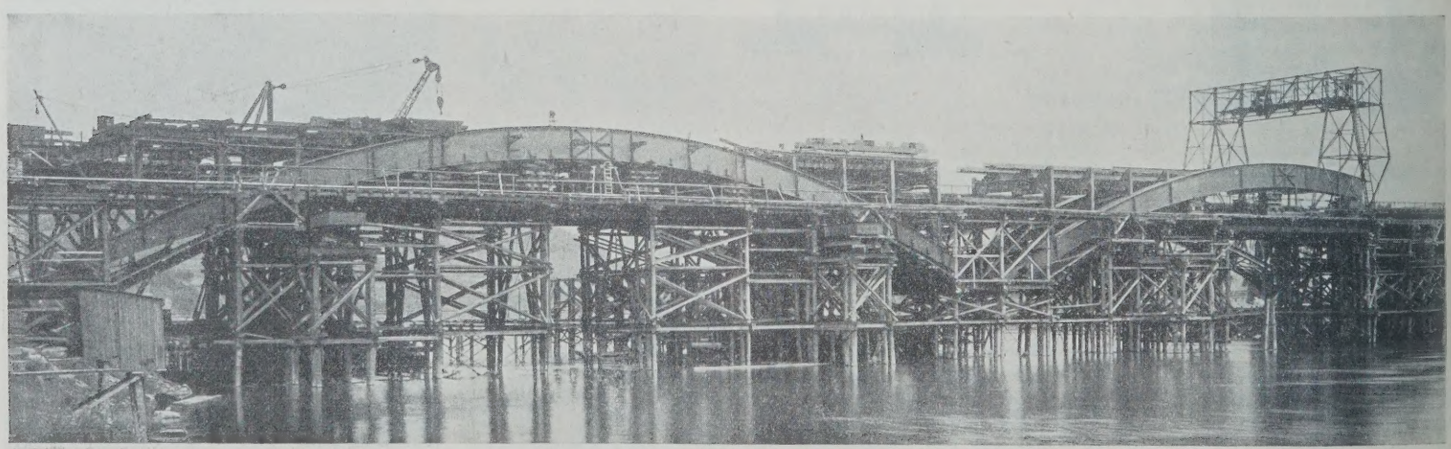


Abb. 18.

vor allen Dingen, die vorgeschriebene Überhöhung bei etwaigen Veränderungen während des Einschiebevorganges je nach Bedarf wieder einzuspielen, und erleichterte das Absenken des Überbaues auf die Lager.

Das 33,55 m lange Zugband bestand aus 2 ⊏ 30 aus St 37 mit einem nutzbaren Querschnitt von 63,6 cm² und hatte rechnerisch eine Kraft von rd. 80 t aufzunehmen. Der Anschluß an die Hauptträger geschah an jeder Seite durch 20″-Schraubenbolzen von je 3,57 cm² Kernquerschnitt. Das Zugband erhielt eine Sprengung von 100 mm und wurde in Abständen von 6 m an dem zugehörigen Hauptträger aufgehängt, so daß der Höhenunterschied zwischen Scheitelgelenk (Hauptträgermitte) und Mitte Zugband 3,35 m betrug. Zur Aufnahme der in der Mitte eingebauten Ausgleichvorrichtungen ist es durch I 40 ausgesteift.

Die Rheinstrombauverwaltung gestattete die Aufstellung von Gerüsten im Strom nur in der Zeit vom 1. April bis Ende Oktober. Für die Durchführung der Arbeiten an den Strompfeilern und den Ersatz der alten Tragwerke durch neue standen daher nur sieben Monate zur Verfügung. Nach dem vertraglich festgelegten Bauprogramm sollte die linksufrige Seitenöffnung am 15. Juli, die Mittelöffnung Ende August und die rechtsufrige Seitenöffnung Mitte Oktober ausgewechselt werden. Diese Reihenfolge der Arbeiten war die gegebene, weil das Flußbett der Mosel sich vom linken nach dem rechten Ufer allmählich abflachte und die für den linksufrigen Überbau benutzten Rüstungen für die Montage der letzten Öffnung am rechten Ufer wiederverwendet werden sollten.

Nach Einrichten der Baustelle in der ersten Hälfte des Monats April begann die Gutehoffnungshütte am 19. April mit dem Rammen der Tragpfähle des Montagegerüstes der linken Seitenöffnung. Der am linken Ufer hinter dem Landbauwerk aufgestellte Kran von 12,5 t Tragfähigkeit, der bereits zur Einrichtung der Baustelle gedient hatte, entlud die schweren Rammpfähle und die bereits in der Werkstatt fertig abgebundenen Obergerüste aus den auf dem Baugleis stehenden Wagen und gab sie an die Schwimmramme oder an den Lagerplatz ab. Die Schwimmramme war eine Dampf-Kettenramme mit einem Bärgewicht von 1100 kg, die im allgemeinen mit einer Hubhöhe von 150 cm arbeitete. Das Rammen der 30 cm starken Pfähle in dem kiesigen Untergrund machte keine Schwierigkeit. In der linken Seitenöffnung reichten sie 5 bis 6 m in das Flußbett, in der Mittelöffnung stand sie zum Teil bereits in 3 m Tiefe unter der Flußsohle auf dem Fels, in der rechten Seitenöffnung ruhten sie auf Langschwellen, die unmittelbar auf dem zutage tretenden Fels lagen.

Die unter dem Montagekran stehenden Pfähle erhielten die schwersten Lasten. Jeder dieser Pfähle hatte 15 t zu tragen. Diese Tragfähigkeit wurde nach der Brixschen Formel bei allen Pfählen erreicht. Jeder Pfahl der Verschubbahn hatte eine Last von 28 t aufzunehmen. Die Pfähle wurden so lange gerammt, bis sie nicht mehr zogen, so daß sie theoretisch eine unendlich hohe Tragfähigkeit hatten. Sowohl an den Montagegerüsten wie an den Verschubbahnen haben sich bis auf die in zulässigen Grenzen gebliebenen Senkungen unter den schweren Lasten keine nennenswerten Formänderungen gezeigt.

Das Aufstellen der Obergerüste folgte den Rammarbeiten auf dem Fuße. Abb. 17 zeigt die Herstellung des Montagegerüstes der ersten Öffnung. Links steht der nachfolgend erwähnte Schwenkmast, rechts arbeitet die Schwimmramme. Ein Teil des Obergerüstes ist bereits fertig aufgestellt.

Anfang Mai übernahm der am linken Ufer aufgestellte Schwenkmast (Abb. 17) von 12 t Tragfähigkeit, der das Material von den Bauwagen unmittelbar bis auf das Montagegerüst verbringen konnte, die gesamten Entladearbeiten. Ende des Monats konnte nach Fertigstellung des Gerüstes der ersten Öffnung auf der Rüstung ein Portalkran von 12 m Spurweite und 12,5 t Tragfähigkeit aufgestellt werden, der die vom Schwenkmast abgegebenen Teile in der Längsrichtung bis zur Einbaustelle verfuhr. Der Schwenkmast entlud später auch die Eisenteile der Überbauten, von denen die schwersten, die 2 m hohen Mittelstücke der Hauptträger, ein Gewicht von 11 t hatten; der Portalkran beförderte sie in der Längsrichtung des Gerüstes und diente gleichzeitig als Montagekran. Die Montage des ersten Überbaues dauerte mit einer achttägigen Unterbrechung durch einen örtlichen Baustellenstreik vom 1. Juni bis Mitte Juli. Genietet wurde ausschließlich mit Druckluftniethämmern unter Benutzung von Druckluftgegenhaltern. Die Druckluft von 7 at Spannung lieferte ein Kompressor, der von einem Gleichstrommotor von 35 PS angetrieben wurde. Der Gleichstrom von 220 V Spannung wurde, wie bereits erwähnt, aus der vorhandenen Drehstromleitung von 220 V Spannung umgeformt. An einem Überbau waren 20 000 Baustellenniete zu schlagen, eine Arbeit, die von fünf Nietkolonnen in 20 Tagen geleistet wurde.

Abb. 19.

Abb. 20.

Abb. 18 zeigt den auf dem Montagegerüst zusammengebauten Bogen der linken Seitenöffnung und die in Montage begriffene Mittelöffnung. Links im Hintergrunde steht der am linken Ufer zwischen dem alten und neuen Überbau aufgestellte Schwenkmast, während der Portalkran mit dem Zusammenbau der Mittelöffnung beschäftigt ist. Die Montagegelenke im Scheitel sind deutlich sichtbar. In der Seitenöffnung stehen die Verschubwagen bereits auf den Enden der Verschubbahnen unter dem Überbau.

Nachdem inzwischen die Arbeiten an dem linken Land- und Strompfeiler Anfang Juli beendet waren, konnte die Auswechslung der ersten Öffnung programmäßig stattfinden. Nach Fertigstellung der beiden Verschubbahnen, nach Einbau der Zugbänder und Abbruch des Schwenkmastes, der zwischen dem alten und neuen Überbau stand, wurde der neue Überbau am 21. Juli durch Anpumpen der Wasserdruckpressen von der Rüstung abgehoben. Um an den Auflagern mit hinreichendem Spielraum vorbeifahren zu können, pumpte man ihn 15 cm höher, als nach seiner endgültigen Lage erforderlich war. Gleichzeitig erhielt das Zugband durch die eingebauten Pressen die vorgeschriebene Spannung von annähernd 80 t, bei der der Überbau die vorgeschriebene Überhöhung von 25 mm hatte (10 mm aus Eigengewicht und 15 mm aus der halben Verkehrslast). Nach Erledigung dieser Arbeiten zogen die Zugwinden die neue Eisenkonstruktion an den alten Überbau heran. Der Fahrweg von 13,45 m wurde in 35 Minuten zurückgelegt. In Abb. 19 ist der neue Überbau der linken Seitenöffnung an den alten Überbau herangefahren. Beide Überbauten stehen auf den Verschubwagen, die auf dem Verschubgerüst ruhen. Der alte Überbau ist an den Auflagerpunkten durch kräftige Holzstempel ausgesteift. Am neuen Überbau sind die Zugbänder, im Hintergrunde ist das leere Montagegerüst sichtbar. Im Vordergrunde sieht man bereits den unteren Teil des Gerüstes, das später für den Abbruch des ausgefahrenen alten Überbaues dienen soll. Die Aufnahme ist von dem Transportsteg gemacht, der zu dem linken im Hintergrunde liegenden Strompfeiler führt, der bereits bis auf die obere Brüstung fertiggestellt ist.

Nachdem nunmehr die Verschubwagen des alten und neuen Überbaues gekuppelt, die Schwellen und Schienen des stromabwärts gelegenen Gleises verlegt waren, konnte die Auswechslung in der Nacht vom 24. zum 25. Juli (Sonnabend auf Sonntag) stattfinden. Für die Arbeiten, die in der Nacht vom Sonnabend auf Sonntag stattfinden mußten, weil der Güterzugverkehr ruhte und die Pause zwischen den Personenzügen infolge Fortfalls eines am Sonntag Morgen fahrenden Arbeiterzuges größer als in den übrigen Nächten war, stand die Zeit von 11,30 Uhr nachts bis 8 Uhr morgens zur Verfügung.

Zunächst wurden die Fahrbahnschleppträger und die Enden der Bogenträger des alten Überbaues, die von den neuen Auflagern eingeschlossen waren und infolgedessen jede Bewegungsmöglichkeit des alten Überbaues verhinderten, mit Schneideapparaten abgebrannt. Gleichzeitig pumpte man den alten Überbau auf den Verschubwagen in die Höhe, um die Bogenenden von den Lagern abzuheben und das Loslösen der abgeschnittenen Bogenstücke zu erleichtern. Die etwa 5 t schweren Enden der Hauptträger waren vorher mit Flaschenzügen an den Obergurten aufgehängt und wurden nach ihrer Abtrennung langsam herabgelassen. Zwei fahrbare Krane, die an beiden Enden des Überbaues bereitgestellt waren, setzten gleichzeitig die abgeschnittenen Enden der Schleppträger beiseite. Diese Arbeit dauerte bis 3 Uhr nachts. Sodann folgte das Ausfahren des alten und Einfahren des neuen Überbaues, für die Zuschauer der interessanteste Teil der Arbeiten. Der Fahrweg von 11,70 m wurde von 3,15 Uhr bis 3,35 Uhr, also in 20 Min. zurückgelegt. Das Absenken und Einlassen des Überbaues in die Lager mußte bei den großen Gewichten, die zu bewegen waren, mit äußerster Vorsicht geschehen. Der Überbau wurde zunächst mit den Wasserdruckpressen bis zur richtigen Höhenlage abgelassen. Während dieser Arbeiten wurde der Druck der in den Zugbändern eingebauten Pressen ständig auf seine Unveränderlichkeit beobachtet. Nach Beendigung der Absenkung wurde die Überhöhung nachgeprüft und durch die Zugbandpressen nochmals genau eingespielt. Nachdem nunmehr die Kalotten mit Hilfe der Keilvorrichtungen eingeschlagen waren, wurden die Pressen auf den Verschubwagen und in den Zugbändern gleichzeitig gelöst. Ein hörbares Knacken der unter den Lagerböcken liegenden Bleiplatten an sämtlichen Auflagern zeigte, daß der Überbau sich mit seinem ganzen Gewicht gleichmäßig aufgelegt hatte. Die nochmalige Nachprüfung der Höhenlage ergab Übereinstimmung mit den theoretisch verlangten Maßen. Nunmehr konnte man die seitlichen Schleppträger verlegen und die beiderseitigen Gleisanschlüsse fertigstellen. Nach Vornahme der Probebelastung war das stromab gelegene Gleis um 8 Uhr morgens für den Zugverkehr fahrbar.

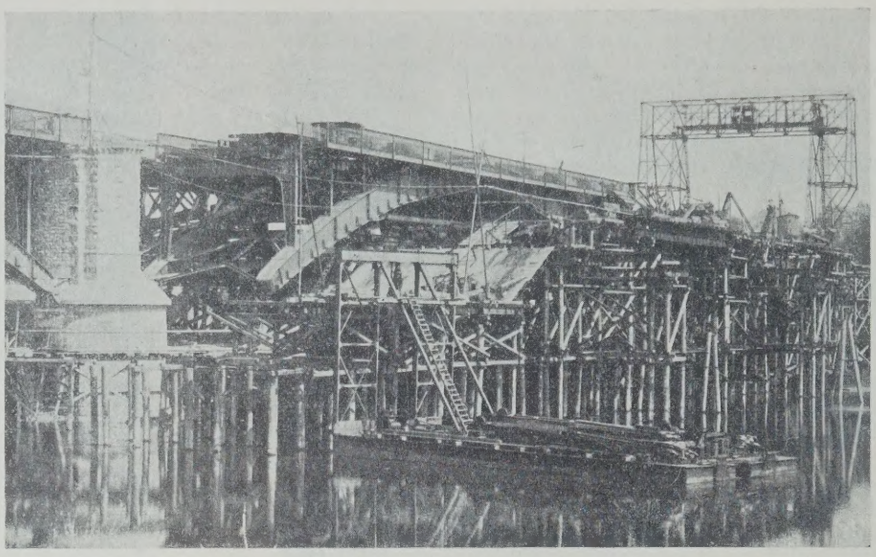


Abb. 21.

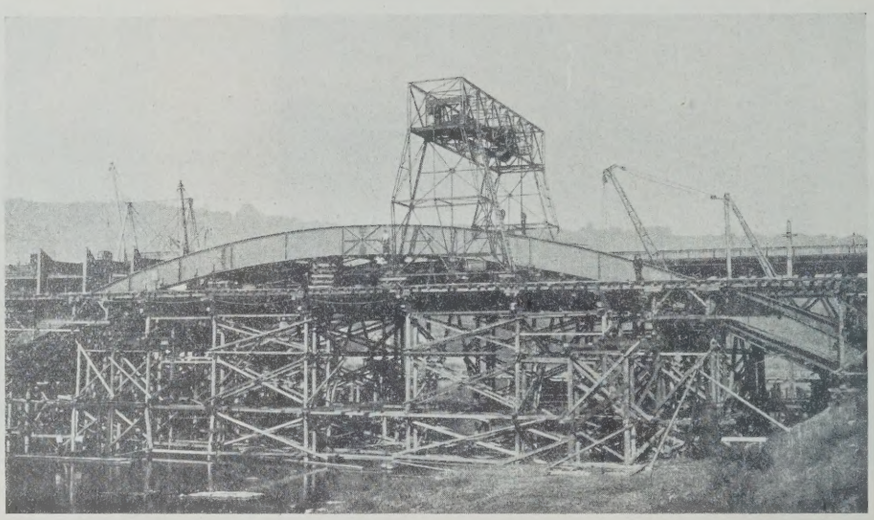


Abb. 22.

Abb. 23.

Das Gelenk wurde nach dem Ausbau der beiden Zugbänder, die an jedem Überbau wieder zur Verwendung kamen, während des Betriebes geschlossen. Um eine Verschiebung der Decklaschen, die in der Werkstatt nach den an der Nietteilung des eingeschobenen Bogens gefertigten Lehren gebohrt wurden, unter den fahrenden Zügen zu vermeiden, mußten sämtliche Nietlöcher auf das sorgfältigste verschraubt und verdornt werden. Die Löcher wurden sodann einzeln aufgerieben und vernietet, wobei strengstens darauf geachtet wurde, daß diese Arbeiten nur in Zugpausen stattfanden. Durch Stichproben wurde außerdem ständig die unveränderliche Lage der Decklaschen (auch unter den fahrenden Zügen) kontrolliert.

Nach Umlegung des Zugbetriebes auf das stromauf gelegene Gleis wurde der alte Überbau, der inzwischen durch ein Abbruchgerüst unterfangen war, zerschnitten und auf die in dem stromab gelegenen Baugleis stehenden Wagen verladen, eine Arbeit, die in zehn Tagen beendet war. Als Verladevorrichtung diente ein Kran mit zweiseitigem Schwenkmast, der auf dem alten Überbau aufgestellt und mit dem Fortschreiten der Arbeiten verschoben wurde.

Das Gerüst der Mittelöffnung unterschied sich insofern von den Gerüsten der Seitenöffnungen, als eine Schiffahrtöffnung von 18 m Breite freigehalten werden mußte, die von sechs aus genieteten ⊏-Profilen zusammengesetzten Trägern von 19 m Stützweite überspannt wurde. Abb. 20 zeigt die Schiffahrtöffnung mit ihrer Überbrückung und das Mittelstück des stromab gelegenen Hauptträgers mit der Scheitelgelenkaussteifung. Das Gerüst war am 25. Juni soweit fertiggestellt, daß mit der Montage der Mittelöffnung begonnen werden konnte. Sämtliche Montageteile mußten bereits Mitte Juli mit dem am linken Ufer stehenden Schwenkmast abgeladen und eingebaut sein, weil der Schwenkmast zu diesem Zeitpunkt abgebrochen werden mußte, um den neuen Überbau der Seitenöffnung an den alten heranfahren zu können. Die Arbeiten ließen sich

planmäßig erledigen, so daß die Montage der Mittelöffnung am 28. August beendet war. Da kurz vorher, etwa Mitte August, die Verstärkungsarbeiten am rechten Strompfeiler gleichfalls zu Ende geführt waren, stand der Auswechslung der Mittelöffnung nichts mehr im Wege. Abb. 21 zeigt den beigefahrenen Überbau der Mittelöffnung. Seitlich ist das leere Montagegerüst, im Vordergrund ein schwimmender Pfahlauszieher sichtbar, der die Rammpfähle der ersten Öffnung beseitigt. Nach Umsetzen der beiden Verschubbahnen der ersten Öffnung, die für die beiden anderen Öffnungen wieder zu verwenden waren, in die Mittelöffnung und nach Erledigung der sonstigen bereits bei der Auswechslung des ersten Bogens geschilderten Restarbeiten folgte der Ersatz des alten Überbaues durch den neuen in der Nacht vom 4. zum 5. September.

Durch Verwertung der bei Auswechslung der ersten Öffnung gesammelten Erfahrungen gelang es, die Arbeiten in weit kürzerer Zeit zu bewältigen. Die Abtrennung der die Verschiebung behindernden Eisenteile des alten Überbaues war bereits um 1 Uhr nachts beendet, das Einpassen in die Lager dauerte bis 4,30 Uhr morgens, so daß der neue Überbau um 4,50 Uhr morgens fahrbar war, eine Rekordleistung, die nur durch die restlose aufopfernde Hingabe aller Beteiligten erzielt werden konnte. Der Abbau des alten Überbaues der Mittelöffnung fand in der bereits beschriebenen Art und Weise im Laufe des Monats September statt.

Der Abbruch des Gerüstes der linken Seitenöffnung und der Wiederaufbau am rechten Ufer geschah in der Zeit vom 2. August bis zum 7. September. Ein Motorboot schleppte das Gerüstholz von der linken zur rechten Stromseite. Das Überladen der Eisenteile der letzten Öffnung auf das Montagegerüst geschah vom rechten Ufer, wo der am linken Ufer Mitte Juli abgebrochene Schwenkmast wieder aufgestellt wurde. Die Montage der rechten Seitenöffnung war Mitte Oktober beendet. Die Auswechslung geschah in der Nacht vom 23. zum 24. Oktober, der Abbruch des alten Überbaues in der zweiten Hälfte des November. Abb. 22 zeigt die Montage der letzten Öffnung. Rechts im Hintergrunde steht der am rechten Ufer wieder aufgestellte Schwenkmast, in der Mitte des Überbaues der Montagekran. Links im Hintergrunde steht der doppelte Schwenkmast, der zum Verladen der einzelnen Teile des alten Überbaues dient.

Abb. 23 zeigt schließlich den ausgefahrenen alten Überbau der rechten Seitenöffnung mit dem doppelten zur Verladung dienenden Schwenkmast. Im Vordergrunde liegt der Transportsteg zum rechten Strompfeiler.

Eine unliebsame Überraschung erlebte die Bauleitung nach der Auswechslung der letzten Öffnung dadurch, daß sich der obere Flachkeil des stromab gelegenen Auflagers des Strompfeilers unter den Wirkungen der Verkehrslast allmählich herausschob, so daß die Kalotte zum Teil hohl lag. In einer Zugpause mußte daher der zugehörige Hauptträger mit der Wasserdruckpresse von neuem angehoben und der Keil eingetrieben werden. Um derartige Vorkommnisse, die den Bruch der Auflagerkalotte und die Sperrung der Strecke zur Folge haben können, zu vermeiden, wurden sämtliche Keile durch kräftige Stahlbolzen festgelegt. Es empfiehlt sich, dies von vornherein vorzusehen, zumal die Lager an den Strompfeilern später nicht dauernd beobachtet werden können.

VI. Schlußbetrachtung.

Zur Durchführung der Arbeiten mußten in der kurzen Zeit von sieben Monaten allein für die Rüstungen 600 Pfähle gerammt, 800 m³ Holz verarbeitet und 1400 m³ Holz aufgestellt und abgebrochen werden. Über 1200 t hochwertiger Baustahl wurde eingebaut, 60 000 Baustellniete wurden geschlagen, und 700 t Schweißeisen wurde zerschnitten und verladen. Die Bauausführung war insofern besonders bemerkenswert, als Bogenträger von derartiger Spannweite in der vorbeschriebenen Art in Deutschland bisher noch nicht ausgewechselt worden sind. Das gute Gelingen der Arbeit ist ein Zeugnis für die hohe Leistungsfähigkeit des deutschen Brückenbaues. Die Arbeiten wurden dank der Hingabe aller Beteiligten in der durch das Bauprogramm festgesetzten Zeit bewältigt, ohne daß durch Unfälle oder Unstimmigkeiten die Arbeitsfreude gehemmt oder getrübt wäre.

Die gesamten Baukosten belaufen sich auf annähernd 2 000 000 R.-M.; von dieser Summe entfallen auf die Verstärkungsarbeiten an den Widerlagern, Pfeilern und Gewölben rd. 1 100 000 R.-M., auf die Eisenarbeiten rd. 900 000 R.-M.

Die Oberleitung der Arbeiten oblag dem Brückendezernenten der Reichsbahndirektion Trier, Reichsbahnoberrat Schröder; die örtliche Bauleitung hatte das Eisenbahnbetriebsamt 2, Koblenz.

Alle Rechte vorbehalten.

Teerstraßen in der Schweiz.

Von Oberbaurat i. R. Dr.-Ing. **Cassinone**, Karlsruhe.

Die Verwendung von Teer im Straßenbau hat ihren Ausgang von der Schweiz genommen, wo vor etwa 25 Jahren der Straßenmeister Äberli aus Zürich mit den ersten Versuchen hervorgetreten ist. Es lag nahe, daß diese Behandlungsweise dort weiter ausgebildet wurde, weil die kantonalen Straßenbaubehörden in ihren engbegrenzten Verwaltungsbezirken bei der Anpassung ihrer Straßen an den Kraftwagenverkehr mit beschränkten Geldmitteln zu rechnen hatten und schon deshalb auf tunlichste Verwendung heimischer Baustoffe angewiesen waren. Die fortgesetzten Bemühungen auf Verbesserung der Anwendungsweisen durch gründliche Erforschung der Eigenschaften des Bindemittels Teer sind unter der jahrelangen Behandlung nicht ohne Erfolg geblieben. Die Erfahrungen, die bei den allerseits angestellten Versuchen gemacht wurden, werden gelegentlich der alljährlich veranstalteten Zusammenkünfte der Schweizer Straßenbaufachmänner ausgetauscht und der Allgemeinheit bekanntgegeben. Zu den Männern, die sich mit dieser Frage in den letzten Jahrzehnten eingehend beschäftigten, gehört der Kantonsingenieur von Appenzell-Außer-Rhoden Schläpfer in Herisau. Er hat nicht nur in der Leitung der Straßenbauverwaltung des Kantons im allgemeinen, sondern in der Verwendung von Teer zur Instandhaltung der Fahrbahn im besonderen gute Erfolge aufzuweisen und erbringt damit den Beweis, daß in einem engen Kreise, wenn die Aufgabe nicht zu weit gestellt und vor allem auf ein bestimmtes Ziel hingearbeitet wird, sich bezüglich der Wirtschaftlichkeit sichere Schlüsse ziehen lassen und nur bei planmäßiger Durchführung wesentliche Vorteile erreicht werden. So ist es Schläpfer gelungen, durch die von ihm angewandte Weise mittels Oberflächen- und Innenteerung die Straßen des Kantons in einen tadellosen, staubfreien, verkehrssicheren Zustand zu versetzen. Das ist um so bemerkenswerter, als es sich um Höhenlagen von 700 bis 1000 m über dem Meere handelt, wo mit langandauerndem Winter und häufigen Regenfällen zu rechnen ist, so daß die geeignete Jahreszeit für den Einbau des Teers auf eine recht kurze Frist zusammengedrängt wird. Vor allem aber wurde durch sachgemäße und sorgfältige Behandlung bei Vornahme der Teerarbeiten mit Erfolg der schädlichen Einwirkung des häufigen Auf- und Zugefrierens bei Witterungsumschlägen begegnet. Selbst unter diesen ungünstigen Umständen konnte die wasserdichte Abschlußschicht erhalten bleiben. Temperaturunterschiede von 45 ° C am Tage sind keine Seltenheit.

Der Halbkanton Außer-Rhoden hat etwa 250 km Hauptstraßen und 200 km Nebenstraßen mit Fahrbahnbreiten von 6 bezw. 4,5 m Breite zu unterhalten. Es sind, abgesehen von kurzen Pflasterstrecken, Schotterdecken, die mit Teer behandelt werden, und zwar aus Hartschotter, Kieselkalk, mit Oberflächenteerung oder Weichgestein, Flußgeschiebe der Kalkalpen, Nagelfluh, Kalkstein von geringerer Druckfestigkeit durch Innenteerung. Letztere Decken erhalten dann durchweg eine Oberflächenbehandlung mit Teer. Dabei wird schon von vornherein beim Einschlämmen der gewöhnlichen Schotterdecke wasseraufnehmendes lehmhaltiges Bindemittel streng ausgeschlossen und nur trockener, reingewaschener Flußsand zugelassen. Dieses Bindemittel wird, nachdem die Straße unter dem Verkehr nach einiger Zeit festgefahren ist, mit Stahldrahtbesen sorgfältig beseitigt, und zwar beruht gerade auf dieser Maßnahme die Dauerhaftigkeit des Teerüberzuges. Die erste Teerung geschieht mit dem leichter flüssigen Rohteer, der in die Schotterdecke tiefer eindringt; für die zweite Teerung, die im Spätjahr vor Frosteintritt aufgebracht werden muß, wird destillierter Teer in der auch anderwärts vorgeschriebenen Zusammensetzung verwendet. Neuerdings kommt dafür präparierter Teer, dem man Bitumen zugesetzt hat, zur Anwendung; dieser Teer ist bei niederen Temperaturen zäher und elastischer. Die Mischungen werden zum Einbringen fertig hergerichtet von den Schweizer Gaswerken bezogen. Der Teer wird in Handteersprengwagen von 200 l Kesselinhalt erhitzt, unter Druck ausgepumpt und durch Metallschlauch mit Brause auf der Oberfläche verteilt. In der Regel sind drei solcher Wagen gleichzeitig in Betrieb zu ununterbrochenem Arbeiten. Nach Aufbringen und teilweisem Abtrocknen des Teers wird bei erstmaligen Teerungen Rohsand aufgebracht. Da der Teer reichlich in die Fahrbahn eindringt, reicht der übrigbleibende nicht aus, um Splitt genügend abzubinden. Splitt in 8 bis 15 mm Korngröße wird erst bei wiederholten Teerungen in geschlossener 2 cm starker Schicht aufgebracht. Dadurch bleibt die Oberfläche stumpf und rauh, so daß Teerungen unbedenklich in Steigungen bis zu 7% angewendet werden können. Die Oberflächenteerung wird in den ersten Jahren zweimal, dann alljährlich und später ein über das andere Jahr vorgenommen. Sie überzieht die Fahrbahn mit einer wasserdichten starken Teerhaut, die der Schotterdecke eine fast unbeschränkte Dauer gibt, da sie den Einfluß des Tagewassers vollständig abhält, dessen Wirkungen sich bei langjährigen Deckenlagen mehr durch die einsetzende Verwitterung des Gesteins bemerkbar machen als die Abnutzung durch den Verkehr. So liegen vor 15 bis 20 Jahren gewalzte Decken noch vollkommen glatt da. Selbstverständlich muß der Untergrund gut entwässert sein; auf nassen Stellen versagt die Teerung.

Bei stärkerem und schwererem Verkehr wird die Fahrbahn aus Teerbeton hergestellt, auf dem Bauhof mit Rohteer nach sorgfältiger Staub-

reinigung heiß behandelter und dann längere Zeit gelagerter Schotter kalt eingewalzt, in einer Schicht von 5 bis 10 cm Stärke auf der vorher sorgfältig ausgebesserten alten Decke, in zwei getrennten Lagen bei Neubauten bei 4 cm Korngröße. Für den dichten Schluß ist die richtige Beigabe des „Füllers“ wichtig. In der Regel wird ein Drittel geteerter Splitt von 15 mm Korn beigemischt. Auf das Ganze kommt eine regelrechte doppelte Oberflächenteerung. Auch hier ist die Lebensdauer bei sorgfältiger Instandhaltung, wobei die oberste Verschleißschicht stets erneuert wird, unbegrenzt.

Die Arbeit wird im Eigenbetrieb ausgeführt, wozu das erforderliche Personal herangezogen wird, da die Aufgabe mit der erstmaligen Herstellung nicht erschöpft ist, sondern daran eine ständige Überwachung und sorgfältige dauernde Instandhaltung anschließen muß, wenn der Erfolg erzielt werden soll. Die Wartung durch Einzelstraßenwärter ist aufgegeben, die Arbeiten führen Kolonnen in gemeinsamem Ineinanderarbeiten aus. In nächster Nähe von Herisau befindet sich eine entsprechend eingerichtete Bauhofanlage. In einem kleinen Flüßchen wird in einem Kiesfang der bei den regelmäßigen Anschwellungen beigeschwemmte Kies gewonnen, in einem am Ufer stehenden Backenbrecher aufbereitet und sortiert. Das Bruchgut in den verschiedenen Stärken und der anfallende Sand werden der Teermaschine zugeführt, getrocknet, entstaubt, erhitzt, mit heißem Teer gemischt und überzogen etwa 70 bis 80 l auf 1 m³ Schotter und auf das Lager gebracht. Nach 2 bis 3 Monaten ist der Teerschotter dann benutzbar. Für die Anfuhr und Verteilung auf die Straßen ist ein Wagenpark von 6 bis 8 Lastkraftwagen mit kippbaren Wagenkasten beschafft worden, der, gleichfalls auf dem Bauhof untergebracht, stets in fahrbarem Zustande erhalten ist, das Kantonsgebiet mit Teerbaustoffen für die Neuherstellung von Straßeneindeckungen und bei der Instandhaltung und Ausbesserung der Teerstraßen vorsieht und die Bedienungsmannschaft mit den Geräten rasch an Ort und Stelle verbringt.

Die oberflächlich geteerten und aus Teerbeton hergestellten Straßendecken lassen sich sehr leicht ausbessern, viel leichter als jeder andere Belag. Jedes Millimeter Abnutzung läßt sich durch Aufstreichen von Teer wieder ersetzen, stärkere Vertiefungen, Gleise werden durch geteerten Grus oder Feinschotter ausgelegt, im Bedarfsfalle die Fahrbahn auf die ganze Breite mit einer dünnen Schicht Teersplitt überzogen, sofern eine Oberflächenteerung nicht genügen sollte. Die schadhaften Stellen und flachen Wasserlachen treten nach Regenwetter besonders deutlich hervor, und es werden dann deren Umgrenzungen auf der Decke mit Farbstrichen aufgezeichnet. Der ganze Erfolg beruht auf peinlich genauer Arbeit und sorgfältiger Ausbesserung des geringsten Schadens, bevor dieser größere Ausdehnung annehmen kann, unter genauer Anleitung und scharfer Überwachung. Zur persönlichen Nachschau stehen dem Kantonsingenieur zwei Personenkraftwagen zur Verfügung.

Der Unterhaltungsaufwand stellt sich ohne Aufsicht und Verwaltungskosten für die Oberflächenteerung jährlich auf 25 bis 30 cts/m². Voraussichtlich wird der Betrag bei Mitverwendung von Bitumen noch unter 25 cts sinken. Damit wurde das Straßennetz nicht nur mit verhältnismäßig bescheidenen Mitteln in einen guten Zustand gebracht, sondern weiter eine Verbilligung der Straßeninstandhaltung erzielt. Denn die Aufwendungen sind einschließlich der Herstellung neuer Belage nur um 25 % höher als im Jahre 1914, während die Überteuerung in der Schweiz im Bauwesen 70 % beträgt. Es ist das Ergebnis der planmäßigen Durchführung einer auf Grund langjähriger Erfahrungen erprobten und ausgebildeten Einbauweise, womit der Beweis erbracht ist, daß die Behandlung mit Teer auch unter ungünstigen Verhältnissen durchführbar ist.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 5. Mai erschienene Heft 9 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Max Heinicke: Der Bau der Flutbrücke bei Heydekrug im Memelgebiet. — Ing. Artur Julius Fahnauer †: Neue Wege zur Berechnung monolithischer Bogenreihen. — Dr.-Ing. Robert Hauer: Allgemeine Tafel für einfach bewehrte Rechteckquerschnitte.

Zerstörungen durch Wirbelbildung am Sturzbett der Wilsonstauanlage, die auch sonst zufolge ihrer nicht unbestrittenen Wirtschaftlichkeit in amerikanischen Fachkreisen besprochen wird und in der „Bautechnik“ 1925, Heft 31, erwähnt ist, werden in „Eng. News-Rec.“ 1927 vom 3. Februar

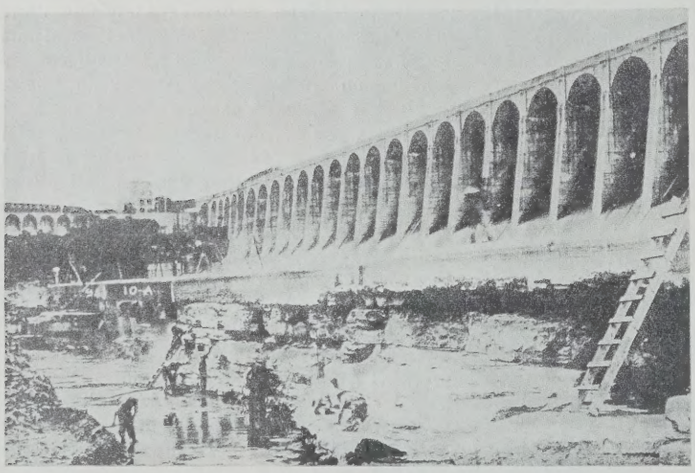


Abb. 1. Zerstörungen infolge von Wirbelbildung am Sturzbett der Wilsonstauanlage.

von H. P. Oram gemeldet. Danach wurden bei einer im Juni 1926 vorgenommenen Trockenlegung des nördlichen Ablaufs an dem etwa 30 bis 60 m breiten Sturzbett ausgedehnte Zerstörungen festgestellt. Das Sturzbett war — nach Vollendung der eigentlichen Staumauer — erst vor etwa zwei Jahren in der Weise hergestellt, daß man in Verbreiterung eines bereits vorhandenen schmäleren Sturzbettes auf das geebnete und von allen losen und brüchigen Teilen befreite Kalksteinbett eine Betonsohle von etwa 1,25 m Stärke an der Rückseite der Mauer aufbrachte, die durch Fugen in quadratische Blocks von 76 m Seitenlänge unterteilt war. Diese Blocks waren miteinander und mit dem Felsen durch Eisen sorgfältig verankert. Man hatte durch die neue Anlage eine Verminderung der Wirbelbildung des über die Mauerkante fallenden Wassers zu erreichen und Auswaschungen am Fuße der rückwärtigen Stauanlage vorzubeugen gehofft und nach der Fertigstellung die nördliche Durchfahrt 16 Monate lang ununterbrochen gefüllt gehalten. Bald war jedoch bei NW die Bildung einer Bank aus größeren Felsblöcken quer durch die Durchfahrt etwa 90 bis 150 m stromab festzustellen: Die Untersuchung nach dem Entleeren ergab, daß jene Blöcke durch die Wirbel und Wellen der herabstürzenden Wassermassen zum Teil unter der Sturzbettsohle, zum Teil aus dem dahinterliegenden Kanalbett herausgerissen, an der genannten Stelle zusammengespült waren und ein Gewicht bis zu 200 t hatten. Die Auswaschungen waren am stärksten an der Vorderkante des Sturzbettes, die überall da, wo der Wellenschlag einzelne Blöcke hatte lockern können, bis zu 10 m Tiefe unterhöhlt war (Abb. 1).

Um derartigen Folgen der Wellenwirkung vorzubeugen, wurde nach Abb. 2 unmittelbar vor die Betonsohle des Sturzbettes und etwa 45 cm tiefer eine Abschlußmauer in Beton gezogen, deren Kronenbreite etwa 1,20 m und deren Höhe zwischen 1,80 und 4,30 m betrug. Sie wurde durch senkrechte und schräge Rundeisen mit dem Untergrunde verankert, der in einer festen blauen Kalksteinschicht erreicht wurde, die dem Anprall des Wassers bisher widerstanden hatte. Um jedoch allen Unterspülungen, Quell- und Wirbelbildungen endgültig vorzubeugen, wurde auch dieser Boden vorher durch Zementeinpressung in 30 cm tiefe Bohrlöcher gedichtet; ebenso wurden die vorhandenen Höhlungen unter der Sturzbettsohle und über der Sohle der neuen Abschlußmauer sorgfältig ausbetoniert.

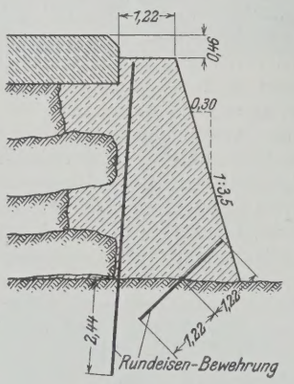


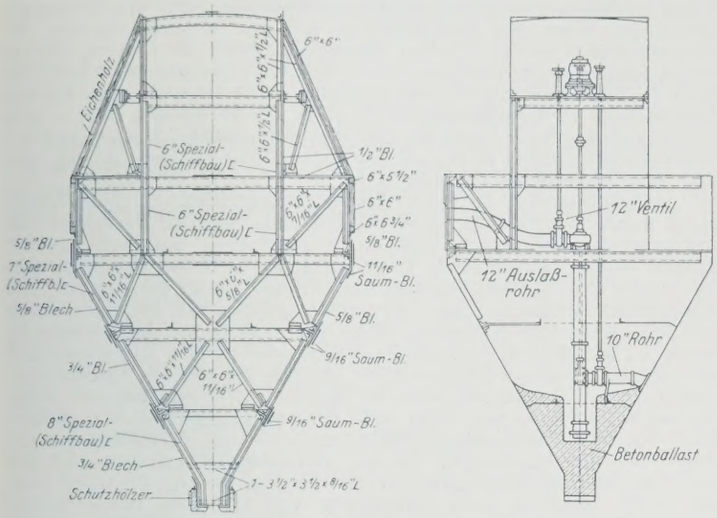
Abb. 2.

Oram schreibt die wenig befriedigenden ersten Erfahrungen am Nordende der die ganze Breite des Tennessee-Flusses sperrenden Stauanlagen dem Umstande zu, daß man hier die gesamten Überfallmengen vereinigte, deren Gewalt die Sturzbettsohle nicht gewachsen sein konnte. Indem er annimmt, daß sich bei ähnlichen Anlagen dieser Fehler nicht wiederholen dürfte, spricht er sich zugleich dahin aus, daß auch bei der Wilsonstaumauer die bisherigen Übelstände verschwinden werden, wenn mit dem weiteren Ausbau und der Inbetriebnahme neuer Turbineneinheiten die Menge des über den Überfall strömenden Wassers sich ohnehin erheblich verringert. Ki.

Eiserne Schwimmkörper als Abschluß eines Trockendocks. Über Entwurf und Ausführung des von der kanadischen Regierung im Jahre 1924 zu Esquimalt in Britisch-Columbien gebauten großen Trockendocks ist bereits in der „Bautechnik“ 1925, Heft 16, kurz berichtet und dort auch ein Querschnitt des in Beton hergestellten Bauwerks gebracht worden. Im folgenden seien nach Eng. vom 12. November 1926 die Schwimmkörper für den Abschluß und die Zwischenteilung des Docks wiedergegeben, das je nach Bedarf nicht nur die Aufnahme eines großen Schiffes, sondern unter Umständen auch die gleichzeitige Unterbringung zweier Fahrzeuge in voneinander unabhängigen Kammern von wechselnder Länge gestattet.

Der Abschluß von Schleusen- oder Dockkammern durch Schwimmkörper ist u. a. bereits in der „Bautechnik“ 1925, Heft 6, bei Beschreibung der Schiffahrtschleuse Ijmuiden behandelt; während aber dort Eisenbeton-Schwimmkörper verwendet wurden, ist in Esquimalt eine Eisenkonstruktion

gewählt. Es waren zwei solcher Schwimmkörper herzustellen, die nur in den Massen etwas voneinander abweichen, im übrigen aber fast völlig gleich und so ausgebildet sind, daß jeder von ihnen an beliebiger Stelle des Docks eingeschoben werden kann. Der in Abb. 1a gezeigte Querschnitt läßt die Eisenkonstruktion erkennen und bietet annähernd das Bild



a) Eisenkonstruktion. b) Pumpeneinrichtung.

Abb. 1. Querschnitt des Schwimmkörpers.

eines Schiffsrumpfes, bei dem jedoch alle Flächen geradlinig begrenzt sind. Abb. 2 zeigt den fertigen Schwimmkörper unmittelbar vor dem Stapellauf. Abb. 3 stellt ihn innerhalb der Dockkammer, als Zwischenabschluß dienend, dar.

Jeder der Schwimmkörper ist mit zwei 12"-Kreiselpumpen ausgerüstet für je 7200 l/Min. Förderung und rd. 7 m Hubhöhe. Die Saugköpfe

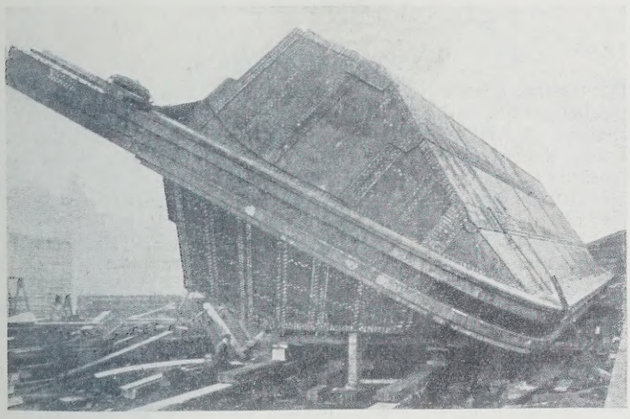


Abb. 2. Vor dem Stapellauf.

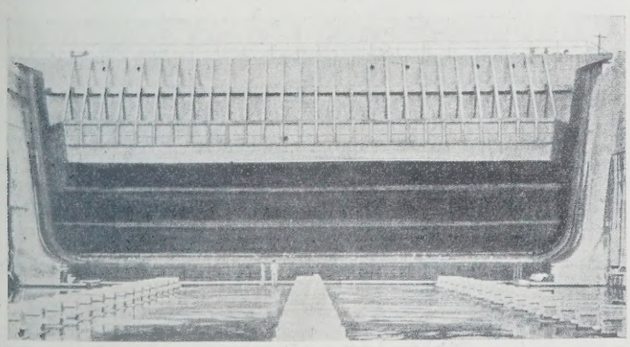


Abb. 3. In der Dockkammer.

dieser Pumpen liegen in einem Pumpensumpf, der in der Mitte der ausbetonierten Sohle vorgesehen ist, die von allen Seiten stark nach ihm hin abfällt (Abb. 1b). Jede Pumpe wird durch einen 20-PS-Motor angetrieben, der besonders widerstandsfähig gegen die Einwirkungen des Salzwassers hergestellt ist.

Die betriebsfertigen Schwimmkörper haben ein Gesamtgewicht von etwa 1500 t und eine Eintauchtiefe von 8,50 m in leerem, von 13,75 bezw. 12,9 m in geflutetem Zustande und vermögen bei leerem Dock einem äußeren Wasserdruck von 4700 t zu widerstehen. Ki.

Ergebnis des internationalen Wettbewerbes für die feste Straßenbrücke über die Memel in Kowno, Litauen. Zu der Mitteilung hierüber in Heft 17, S. 257 wird uns ergänzend berichtet, daß die Pläne für die Bauausführung zu dem Entwurf mit dem Kennwort „Gerade Brücke", der mit dem ersten Preise von 15 000 Lit. = 6300 R.-M. ausgezeichnet ist, von der bekannten Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Wiesbaden-Biebrich, eingereicht worden sind. Der hiernach gemeinsam von den Skodawerken, Pilsen, und Dyckerhoff & Widmann stammende Entwurf sieht bei vier Öffnungen von je 65,40 m eine Klappbrückenöffnung von 30 m vor, hat obenliegende Fahrbahn und zeichnet sich durch günstige Landanschlüsse aus.

Ein amerikanischer Tunnelbau. Beim Bau von Gebirge überschreitenden Eisenbahnen hat man in den Vereinigten Staaten häufig Wert darauf gelegt, möglichst schnell eine Verbindung zwischen den Landesteilen zu beiden Seiten des Gebirges herzustellen, und ist dabei vor steilen Neigungen, scharfen Krümmungen und vor der Überwindung eines größeren Höhenunterschiedes nicht zurückgeschreckt; einer späteren Zeit hat man es dann überlassen, die Steigungs- und Krümmungsverhältnisse zu verbessern, wenn sie bei zunehmendem Verkehr dem Betriebe über das erträgliche Maß hinausgehende Schwierigkeiten bereiten. Dabei gilt es häufig, eine über einen Paß führende Strecke durch einen Tunnel oder einen bereits vorhandenen Tunnel durch einen tiefer gelegenen, erheblich längeren zu ersetzen. Ein solcher Fall liegt bei der Überschreitung des Kaskadengebirges zwischen Sykomish und Wenatchee vor. In die neue, im Bau begriffene Eisenbahnstrecke, die 12,35 km kürzer ist als die alte, die zu überwindende Höhe um 154,3 m verringert und das Maß der Krümmungen um Mittelpunktwinkel von zusammen 1941° vermindert, kommt ein Tunnel von 12,52 km Länge zu liegen, der als der längste Eisenbahntunnel in den Vereinigten Staaten bezeichnet wird. Er liegt vollständig in der Geraden und steigt auf seiner ganzen Länge unter 1 : 64; gegen 1 : 45 als steilste Neigung der alten Strecke bedeutet auch das eine erhebliche Verbesserung. Der kleinste Halbmesser der alten Strecke war 175 m, in der neuen ist dieses Maß auf 290 m vergrößert. Ein besonderer Vorteil der neuen Strecke besteht aber darin, daß Schneeschutzbauten von 9,7 km Länge entbehrlich werden; in jener Gegend erreicht nämlich der jährliche Schneefall eine Höhe von 17 m, und ein wirkungsvoller Schneeschutz ist daher von besonderer Bedeutung für die Zuverlässigkeit des Zugverkehrs im Winter.

An dem Tunnelbau ist besonders bemerkenswert die große Schnelligkeit, mit der die Arbeit fortschreitet. Im August 1926 wurde beim Bau des Richtstollens, der einen Querschnitt von 2,45 · 2,75 m hat, ein Fortschritt von 286 m (vom einen Ende her) erreicht, und im September 1926 wurde der Firststollen (vom andern Ende her) mit 3 · 3 m Querschnitt um 291 m vorgetrieben. Im Oktober 1926 wurde diese Leistung mit 353 m im Richtstollen noch übertroffen. In den nächsten Monaten gingen die Leistungen etwas zurück, übertrafen aber immer noch die bisher an anderen Stellen erreichten Längen.

Etwa um ein Drittel seiner Länge vom Westende entfernt führt der Tunnel unter einem tief eingeschnittenen Tal hindurch; um die Arbeiten zu beschleunigen, wurde hier, wo die Überdeckung nur rd. 200 m beträgt, ein Schacht abgeteuft, von dem aus der Tunnel nach beiden Seiten vorgetrieben wird.

Der Tunnel durchbricht auf kurzen Strecken weiche, tonige Schichten, auf dem größten Teil seiner Länge jedoch harten Granit. Obgleich hier und da Spalten angeschlagen wurden, aus denen Wasser in den Tunnel eindrang, hielt sich der Wasserzufluß doch in erträglichen Grenzen.

Der schnelle Baufortschritt wird durch eine sorgfältige Organisation aller Arbeiten und durch ein System von Prämien, die den Arbeitern gewährt werden, erreicht. An der Tunnelbrust arbeiten 66 Mann in jeder Schicht; es wird fortlaufend in drei Schichten und sieben Tage in der Woche gearbeitet. Ein Baufortschritt von rd. 200 m ist als Regelleistung für den Monat festgesetzt; für das, was über diese Leistungen hinausgeht, wird ein Zuschlag zu den Löhnen gewährt, der nach dem Stundenlohn der verschiedenen Arbeitergruppen abgestuft ist. Außerdem wendet sich aber die Bauleitung an den Ehrgeiz der Arbeiter, indem sie dem Trupp, der den größten Fortschritt aufweist, einen Wimpel verleiht. Um diesen Wimpel wird heftig gekämpft, und er hat wiederholt die Besitzer gewechselt.

Auf die Unterbringung der Arbeiter an der Baustelle ist besondere Sorgfalt verwendet worden. Je zehn Mann bewohnen ein Haus; Bäder sind reichlich vorgesehen, ebenso sind Wäschereien vorhanden. Die Arbeiterlager haben eine gut durchgebildete Anlage zur Entfernung der Abwässer. Die Streckenverlegung machte den Erwerb eines Gebirgshotels nötig; in diesem sind die nötigen Geschäftsräume eingerichtet worden, und hier können auch 50 Angestellte oder Vertreter der Lieferwerke und sonstige Besucher der Baustelle, die dort geschäftlich zu tun haben, wohnen. Wkk.

118 m hohe Eisengittermaste für eine 110-kW-Leitung sind nach einer Mitteilung in „Electr. World" vom 26. März 1927 an der 1130 m breiten Kreuzung des Mississippi zwischen den Städten Greenville in Missouri und Lakeville in Arkansas errichtet worden. Sie dienen der einheitlichen Stromversorgung eines ausgedehnten Gebietes, in das sich drei Gesellschaften, nämlich die Arkansas-, die Mississippi- und die

Louisiana-Kraft- und Licht-Co., teilen und dessen Kraftzentrale in Sterlington in den Erdgas-Feldern Louisianas errichtet ist.

Eine ähnliche, jedoch nur etwa 84 m hohe Maste aufweisende und 1097 m breite Kreuzung des Mississippi befindet sich im gleichen Versorgungsgebiet zwischen Vicksburg im Staate Mississippi und Delta Point in Louisiana. Ki.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. Am 26. April sprach Reichsbahnrat Backofen über „Bautechnische Bodenuntersuchungen als Vorbedingung zum rationellen Bauen“ [1]). Der Vortragende stellte zunächst vom Standpunkte des Ingenieurs und des Baubeamten fest, wie wichtig für Gedeih und Verderb von Erd- und Tunnelbauten die genaue Kenntnis des Baugrundes sei und wie wenig demgegenüber für sachgemäße und zuverlässige Bodenuntersuchungen geschehe, wie wenig bei der mangelhaften Vorbildung unserer Bauingenieure nach dieser Richtung bisher auch geschehen konnte. An ausländischen und deutschen Beispielen, besonders am Panama- und Mittellandkanal, sowie an der zurzeit tschechischen Bahnstrecke Annaberg—Gogolin, wies Reichsbahnrat Backofen nach, wie viele Millionen noch immer für die Folgen ungenügender Kenntnis der Bodenverhältnisse geopfert werden müssen.

Nachdem der Vortragende noch die bisherigen amerikanischen Arbeiten auf diesem Gebiete, u. a. am Beispiel des Tietondammes[2]), sowie die bemerkenswerten, gründlich betriebenen und erfolgreichen schwedischen Bodenforschungen behandelt hatte, ergänzte der Mitberichterstatter Prof. Hoyer aus Hannover die Ausführungen seines Vorredners nach der geologischen Seite hin. Auch er forderte eine gründlichere Behandlung dieses Gebietes schon auf der Hochschule, selbst auf die Gefahr einer ohnehin kaum zu vermeidenden Verlängerung des technischen Studiums, und stellte fest, daß die Bodenforschung heute vergleichsweise etwa auf dem Stande sei, den andere Wissenschaften seit etwa 100 Jahren und mehr verlassen hätten. Zu seiner Forderung nach planmäßiger Ausführung von Untersuchungen und Gründung entsprechender Anstalten teilte Prof. Dr.-Ing. Krey mit, daß Arbeiten dieser Art an der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin bereits vorgenommen würden.

Welche Wichtigkeit den behandelten Fragen in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht von der Versammlung und überhaupt in Fachkreisen beigelegt wird, bewies die Ansprache von Dr.-Ing. Mast, der namens des Reichsverbandes für das Deutsche Tiefbaugewerbe zur Gründung einer Gesellschaft zum Studium des Gegenstandes aufforderte, die tätige Unterstützung seines Verbandes zusagte und auch die Mitarbeit der Baubehörden erbat.

Nach dem Vorschlage des Vorsitzenden, Ministerialrat Busch, wurde diese allseitig begrüßte Anregung von der Versammlung alsbald verwirklicht, indem die Redner des Tages mit den einleitenden Schritten für die Bildung einer Studiengesellschaft beauftragt wurden. Ki.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Knickfestigkeit. Schon vor längerer Zeit hat mich Herr Professor Grüning darauf aufmerksam gemacht, daß die von mir in meiner Veröffentlichung „Knickfestigkeit“ (s. „Die Bautechnik“ 1923, Heft 25, S. 239) entwickelte allgemeine Knickgleichung 39 gleichlautend ist mit der in seiner Arbeit „Knickung gerader Stäbe in Abhängigkeit von dem Formänderungsgesetz“ enthaltenen Gleichung 18, wenn in dieser ein Beiwert $\mu = 1$ gesetzt wird. Diese im Jahre 1918 in der „Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen“ erschienene Grüningsche Arbeit war mir leider entgangen und unbekannt geblieben; ich hätte sie sonst natürlich ebenso wie andere Grüningsche Arbeiten in meiner Veröffentlichung angeführt. Ich hoffte, daß sich eine Gelegenheit bieten würde, nachträglich einen Hinweis hierauf zu geben. Da sich diese Gelegenheit bis jetzt nicht geboten hat, so will ich das bisher Versäumte durch diese kleine Darlegung nachholen.

Grüning geht in seinen Entwicklungen von der Annahme aus, daß die Dehnungszahl D sich zwischen den Werten, die sie in den äußersten Fasern eines Querschnitts hat, geradlinig mit dem Abstande von den äußersten Fasern ändert, eine Annahme, die natürlich nur eine Näherung ist. In der Differentialgleichung der Biegelinie tritt an Stelle des Elastizitätsmoduls E eine mittlere Dehnungszahl K. Für den Wert dieser Zahl K wird nun von Grüning nicht derjenige Ausdruck eingeführt, der der Annäherung geradliniger Änderung des Wertes D zwischen den äußersten Fasern entspricht, sondern es wird hierbei eine weitere Vereinfachung, die ebenfalls nur eine Annäherung ist, vorgenommen. Hierbei wird ein Beiwert μ eingeführt, der von der Form des Querschnitts und der Gliederung des Stabes abhängig ist.

Daß die unter der Annahme dieser verschiedenen Näherungen durchgeführten Entwicklungen eine Gleichung ergeben, die, wenn man in ihr den Beiwert $\mu = 1$ setzt, mit der für jedes Änderungsgesetz der Dehnungszahl D und für jede Querschnittsform gültigen Knickformel übereinstimmt, ist kaum zu vermuten, jedenfalls aus den Grüningschen Entwicklungen nicht zu erkennen. Grüning läßt übrigens in seiner Arbeit den Beiwert μ auch dann bestehen, wenn das ganze Spannungsgebiet unterhalb der Gleichmaßgrenze liegt, die allgemeine Knickgleichung also in die Eulersche Formel übergeht, was natürlich unrichtig ist. Auf diese Umstände mag es zurückzuführen sein, daß die Grüningsche Arbeit nur wenig Beachtung gefunden hat.

Es sind dann sowohl von Grüning wie von mir für den von Kármán bei seinen Knickversuchen verwendeten Stahl die zusammengehörenden Werte der Knickspannung und des Schlankheitsgrades der Stäbe berechnet und in Tabellen zusammengestellt. Da Grüning hierbei $\mu = 1$ setzt, also die nämliche Gleichung wie ich benutzt, sind natürlich auch die Ergebnisse ungefähr die nämlichen. Die Abweichungen, die sich hauptsächlich für Spannungen in der Nähe der Fließgrenze finden, sind darauf zurückzuführen, daß die aus den Kármánschen Schaubildern der Druck-Verkürzungslinien zu entnehmenden D-Werte von Grüning und mir etwas verschieden abgelesen wurden.

Von Belang sind noch die folgenden Ergebnisse: Grüning untersucht ebenso wie ich die Frage, ob und unter welchen Umständen bei gedrungenen Stäben nach dem ersten Ausknicken noch ein zweiter sicherer Gleichgewichtszustand eintreten kann. Er findet, daß dieser Fall bei Stäben eintritt, deren Schlankheitsverhältnis kleiner als 19,8 ist. Die Kármánschen Versuche zeigen aber einen solchen Fall bei einem Stabe mit dem Schlankheitsverhältnis 28,7. Die bedeutende Abweichung ist darauf zurückzuführen, daß zwar für den Knickfall nur das Trägheitsmoment des Querschnittes von Bedeutung ist, im übrigen aber die Querschnittsgestalt keinen Einfluß hat, während das Verhalten ausgebogener Stäbe, wie meine Entwicklungen zeigen, nicht nur vom Trägheitsmoment, sondern auch von der Querschnittsgestalt in wesentlichem Maße abhängig ist. Führt man die Rechnungen für den von Kármán benutzten Stab mit rechteckigem Querschnitt nach meinen Formeln durch, so ergibt sich, daß dieser Stab bei einer Ausbiegung von 0,76 mm einen zweiten sicheren Gleichgewichtszustand annimmt, während nach dem Kármánschen Versuch der Stab bei 0,70 mm Ausbiegung wieder fest wird. Die Übereinstimmung zwischen dem Rechnungswerte und dem Erfahrungswerte ist also eine sehr gute.

Macht man für die Querschnittsgestalt diejenigen Annahmen, von denen Grüning bei seinen Entwicklungen ausgeht, so stimmen die Ergebnisse natürlich überein. Die in meiner Arbeit durchgeführten Rechnungen zeigen, daß Stäbe solcher Querschnittsform bei einem Schlankheitsverhältnis von 20,0 einen zweiten sicheren Gleichgewichtszustand erreichen, während, wie vorstehend gesagt, Grüning hierfür das Verhältnis 19,8 errechnet.

Danzig-Langfuhr, April 1927. R. Krohn.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Köber, Vorstand des Reichsbahn-Bauamts Ingolstadt, als Vorstand zum Reichsbahn-Bauamt München 2 und Semmelmann, Vorstand des Reichsbahn-Bauamts München 2 zur R. B. D. Nürnberg, die Reichsbahnräte Dr. jur. Mölter, bisher bei der R. B. D. Augsburg als Hilfsreferent zur Gruppenverwaltung Bayern der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in München, Zache, bisher bei der R. B. D. Berlin, zum R. B. A. Münster (Westf.) 1, Metzig, bisher bei der R. B. D. Berlin, zur R. B. D. Frankfurt (M.) und Rosenberg, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Berlin, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Potsdam.

Nachrichtlich: Dem Reichsbahnrat Bruck bei der R. B. D. Dresden ist von den zuständigen Behörden die Genehmigung erteilt worden, fortan den Namen von Koschembahr-Bruck zu führen.

Preußen. Zu ordentlichen Mitgliedern der Akademie des Bauwesens sind ernannt worden: die Ministerialräte, Geheimer Baurat Eggert und Geheimer Baurat Volk in Berlin.

Zu außerordentlichen Mitgliedern der Akademie des Bauwesens sind ernannt worden: der Professor O. Kloeppel in Danzig, der Ministerialrat Ullmann in München, der Dr.-Ing. ehr. A. Thau in Halle, der Direktor Fritz Rosdeck in Düsseldorf-Rath, der Direktor Dr.-Ing. Helbing in Essen (Ruhr), der Ministerialrat a. D. Dr.-Ing. E. Faber in München und der Ministerialrat Sorger in Dresden.

Versetzt wurde: der Regierungsbaumeister (W.) Tode vom Kanalbauamt in Magdeburg als Streckenbauleiter nach Groß-Ammensleben.

Das Oderbauamt in Schwedt a. d. Oder ist am 1. April 1927 aufgelöst worden. Am gleichen Tage ist daselbst ein Neubauamt für Brückenbauten eingerichtet worden. Sein Vorstand ist der Regierungsbaurat (W.) Gramberg I. Mitarbeiter sind der Regierungsbaurat (W.) Dr.-Ing. Freund und der Regierungsbaumeister (W.) Kienast.

Baden. Versetzt wurde der Baurat Karl Feldmann in Forbach zur Wasser- und Straßenbaudirektion in Karlsruhe.

INHALT: Die Auswertung von Pegelbeobachtungen. — Der Umbau der Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Güls. (Schluß.) — Teerstraßen in der Schweiz. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Zerstörungen durch Wirbelbildung am Sturzbett der Wilsonstauanlage. — Eiserne Schwimmkörper als Abschluß eines Trockendocks. — Ergebnis des internationalen Wettbewerbes für die feste Straßenbrücke über die Memel in Kowno, Litauen. — Ein amerikanischer Tunnelbau. — 118 m hohe Eisengittermaste. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

[1]) Vergl. hierzu die Wiedergabe des Vortrages von O. Stern auf der 30. Hauptversammlung des D. B. V.: „Die Bautechnik“ 1927, Heft 14, S. 222.

[2]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 6: Greiff: Neuere amerikanische Erfahrungen im Bau von Talsperrendämmen nach dem Spülverfahren.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 13. Mai 1927. Heft 21

Alle Rechte vorbehalten.

Die Fernwasserleitung der Stadt Sofia.

Von Reg.-Baumeister **R. Pfab** in München, Direktor in Firma Grün & Bilfinger Akt.-Ges.

Sofia, die Hauptstadt Bulgariens, die noch kurz vor dem Weltkriege eine Bevölkerungsziffer von weniger als 100 000 Einwohnern aufwies, ist, wie auch andere Städte in den Jahren nach dem Kriege, in ungeahnter Weise gewachsen und hat heute weit über 200 000 Einwohner.

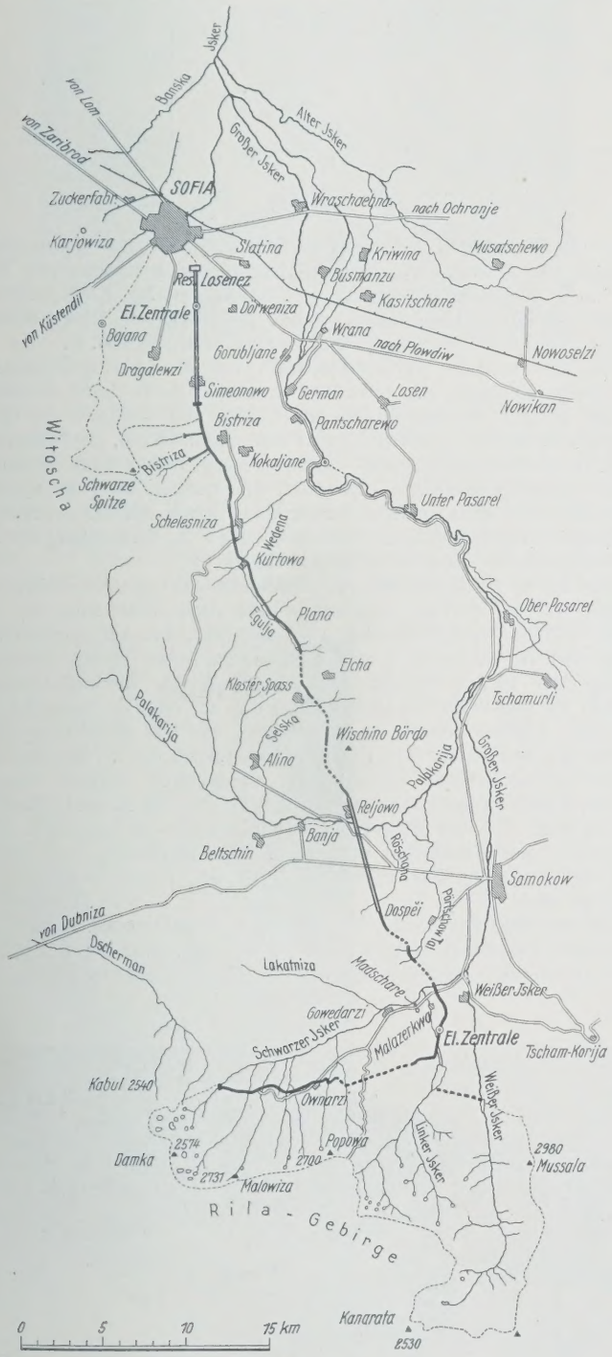


Abb. 1.

Die Versorgung der Stadt mit Trinkwasser, die nach der letzten Vergrößerung der Wasserversorgungsanlage im Jahre 1907 mit etwa 140 l auf den Kopf und Tag noch ausreichend war, ist infolge des Wachstums der Stadt immer ungenügender geworden und ging im Jahre 1926 auf 66 l, in den trockenen Herbstmonaten und während der Frostzeit sogar bis auf 35 l zurück. Eine durchgreifende Abhilfe war unter diesen Umständen dringend notwendig geworden.

Die Stadtverwaltung hatte schon vor Jahren die Frage der Beschaffung weiterer Trinkwassermengen erwogen. Bisher waren verschiedene Quellen des Berges Witoscha ausgenutzt worden, eines nur 8 bis 10 km südlich der Stadt lagernden Gebirgsstockes. Da die dort vorhandenen Möglichkeiten aber in der Hauptsache bereits ausgenutzt waren und die weitere Erfassung kleiner Wasseradern nur vorübergehend und in ungenügendem Maße hätte Abhilfe schaffen können, mußte man sich anderen Gewinnungsstellen zuwenden. Hierfür kamen neben den Grundwasserbecken des Isker-Flusses vor allem dessen Quellen und Zuläufe an den Hängen des Rila-Massives, eines westlichen Ausläufers des Rhodope-Gebirges, in Betracht. Dieser Gebirgsstock liegt zwischen dem Mussala (2938 m), dem höchsten Berge Bulgariens, und dem Damka (2570 m), 50 km in südlicher Richtung von Sofia entfernt (Abb. 1).

Trotz der bedeutenden Anlagekosten entschied sich die Stadt für diese Lösung, wobei besonders die hervorragende Güte des Wassers und die Möglichkeit der Gewinnung von elektrischer Energie, durch Ausnutzung des 1100 m betragenden Höhenunterschiedes zwischen Anfang- und Endpunkt der Wasserleitung in zwei Gefällstufen, entscheidend waren. Bereits im Oktober 1921 ließ sich die Stadt das Recht zur Ausnutzung des ganzen Isker-Beckens für die Zwecke ihrer Wasserversorgung vom obersten Wasserrat sichern, und im Juli 1924 wurden durch ein besonderes Gesetz der Stadt bedeutende Zuschüsse seitens des Staates zur Verwirklichung dieses Vorhabens gewährleistet.

Für die Wasserfassung wurden die Quellengebiete des weißen, linken und schwarzen Isker sowie die Gruppe der sogenannten sieben Seen vorgesehen. Das Gebirge besteht in der Hauptsache aus Granit und Gneis, stellenweise untermischt mit Serpentin und Amphibolitfelsen. Fast in dem ganzen Quellengebiet befindet sich das Urgestein an der Oberfläche, sumpfige oder moorige Stellen sind nicht vorhanden, was zusammen mit dem hauptsächlich aus Nadelholz bestehenden Walde die Reinheit des Wassers bedingt. Das gesamte Niederschlagsgebiet, das für die Wassergewinnung ausgenutzt wird, hat eine Ausdehnung von 196 km². Die jährliche Niederschlagshöhe beträgt 1000 bis 2000 mm.

Die vorgesehene Wasserleitung ist insgesamt 81,7 km lang (s. Abb. 2). Von diesen werden 38,5 km als Betonkanal, 17,9 km als Stollen und 25,3 km als Rohrleitung mit zwei Strängen von je 900 mm ∅ ausgeführt. Die Querschnitte sind für eine Durchflußmenge von 2 m³/Sek. bemessen. Das Gefälle beträgt ohne Berücksichtigung der Düker 1 ‰. Bei völligem Ausbau beginnt die Wasserzuleitung mit einem an dem Nordhange des Rila-Gebirges sich hinziehenden Betonkanal, der die rechten Zuflüsse des schwarzen Isker aufnimmt und dem Wasserschloß oberhalb des Dorfes Malazerkwa zuleitet. Von diesem führt eine Druckrohrleitung zur elektrischen Zentrale. Im Tale des linken Isker ist eine Talsperre von 38 m Höhe und 270 m Kronenlänge vorgesehen, deren Becken mit 5,6 Mill. m³ Fassungsraum außer dem linken Isker auch das Wasser des weißen Isker zufließt, das in einem 3 km langen Stollen durch den zwischen beiden Flüssen liegenden Bergrücken geführt wird. Vom Fuße der Talsperre läuft eine 2 km lange Druckrohrleitung ebenfalls zur elektrischen Zentrale bei Malazerkwa.

Nach Überwindung der 310 m hohen Gefällstufe, durch die etwa 4200 PS erzeugt werden, und Durchquerung des schwarzen Isker mittels eines Dükers steigt die Leitung auf den Bergrücken von Dospei, der mit mehreren Tunneln durchstoßen wird. Nach dem Austritt auf der Nordseite wird das Wasser mit einem 8,5 km langen Düker durch das Tal von Palakaria geführt. Hier beginnt das Plana-Gebirge, wo sich nach Überschreiten der Wasserscheide zwischen Palakaria und Jegulja die Wasserleitung auf den rechts dieses Baches verlaufenden Höhen hinzieht. Sie kreuzt den Bach beim Dorfe Jegulja und verläuft von dort ab an den Hängen des Witoscha oberhalb der Dörfer Schelesniza und Bistritza. Bei Simeonowo befindet sich auf Höhe 1097 m das Wasserschloß der zweiten elektrischen Zentrale mit einem Fassungsvermögen von 2000 m³. Der Absturz geschieht in einer 5 km langen eisernen Druckrohrleitung zur elektrischen Zentrale von Sofia, in der mit einem Gefälle von 487 m etwa 7300 PS erzeugt werden. Zwischen der elektrischen Zentrale und dem Hochbehälter von Sofia besteht die Leitung in einer Länge von 3 km ebenfalls aus eisernen Rohren.

Die Gesamtkosten der Anlage werden weit über eine Milliarde Lewa betragen, von welcher Summe noch nicht die Hälfte durch die obenerwähnte Staatsgarantie aus Steuereingängen gedeckt ist. Die Stadt ist

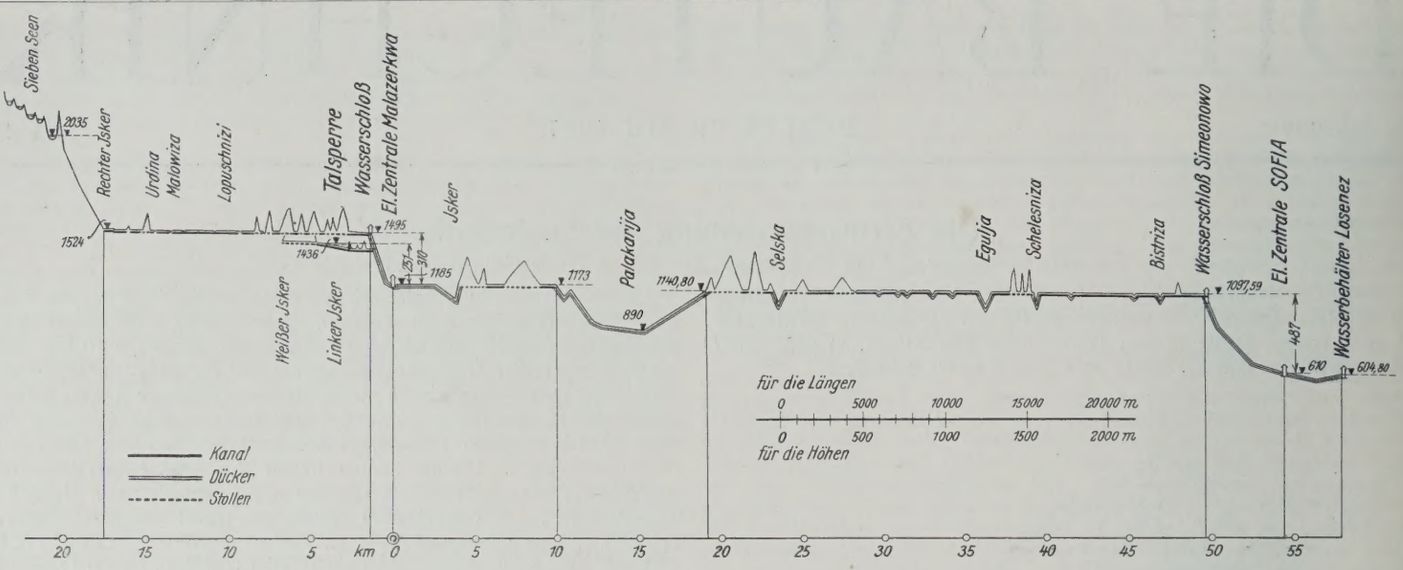


Abb. 2.

daher gezwungen, zur Finanzierung des Werkes ausländisches Kapital in Anspruch zu nehmen.

Zur rascheren Beseitigung der allmählich unerträglich gewordenen Wassernot entschloß man sich, mit den bereits seit dem Jahre 1924 angesammelten Geldern zunächst den untersten Teil der Wasserleitung von Sofia nach Bistritza in einer Länge von etwa 13 km auszuführen. Hier bestand die Möglichkeit, das Wasser der beiden Arme des gleichnamigen Baches vorübergehend zu fassen und dadurch der Stadt eine sekundliche Wassermenge von etwa 80 l zuzuführen.

Die Bauarbeiten für diese Strecke wurden im Juni 1925 der Firma Grün & Bilfinger Akt.-Ges., Mannheim, übertragen, die sie zusammen mit der Firma Lenz & Co., G. m. b. H., Berlin, bis Ende November 1926 fertigstellte. Die eisernen Leitungsrohre mit einem Gesamtgewicht von etwa 3300 t lieferte die Firma Mannesmann-Röhrenwerke, Düsseldorf, die Herstellung der Hochbauten wurde kleineren örtlichen Firmen übertragen.

Für die Ausführung war die außerordentlich kurze Zeit von neun Baumonaten vorgesehen, die sich infolge einiger Störungen durch den besonders schlechten Sommer 1926 und Lieferungsverzögerungen auf zwölf Baumonate ausdehnte. Die Strecke setzt sich zusammen aus 8000 lfd. m eiserner Rohrleitung von dem städtischen Hochbehälter über die elektrische Zentrale zum Wasserschloß, die vorerst nur in einem Strange verlegt wurde, ferner aus dem zweirohrigen Düker im Tale des gekreuzten Bistritzaarmes von 250 m Länge, aus 3900 lfd. m Betonkanal und 185 lfd. m Tunnel (Abb. 3).

Die Baustoffbeförderung gestaltete sich infolge des großen Höhenunterschiedes von beinahe 500 m zusammen mit der wilden, unwegsamen Natur des Geländes ungemein schwierig. Es wurde eine Bahn von 60 cm Spur entlang der ganzen Strecke gelegt, die im Bereich der oberen 3 km der Turbinenleitung, wo die Neigung des Geländes, mit 10 % ansteigend, allmählich 35 % erreicht, doppelgleisig war und mittels Aufzügen mit Drahtseilen befahren wurde. Oberhalb des Wasserschlosses verlangte der gewundene, sich den Höhenlinien anschmiegende Verlauf der Trasse eine ununterbrochene Folge von scharfen Krümmungen bis herunter zu 20 m Halbmesser, wobei zahlreiche die Linie kreuzende Runsen und Wasserläufe überbrückt werden mußten (Abb. 4).

Der Baufortschritt war hauptsächlich von der Leistungsfähigkeit der Lastaufzüge abhängig, die etwa 90 t in einer Arbeitsschicht bewältigten. Auf der übrigen Strecke wurden die Geräte und Baustoffe im Gesamtgewicht von 43 000 t befördert durch vier Lokomotiven, 28 Brigadetruckwagen und 40 Muldenkipper. Außer diesen und einem Steinbrecher wurden keinerlei Maschinen verwendet, da einerseits die langhingezogene Baustrecke eine wirtschaftliche Verwendung kaum zuließ, anderseits die im Vergleich mit Deutschland niedrigen Löhne die Anwendung der Handarbeit vorteilhafter erscheinen ließen (Abb. 5).

Der 1,2 m breite Graben zur Aufnahme der eisernen Rohre wurde zunächst auf 1,2 m Tiefe ausgehoben und nach Anlieferung der Rohre, die im Oktober und November 1925 stattfand, bis auf durchschnittlich 3,5 m, stellenweise bis zu 6 m vertieft. Diese Arbeit mußte zwecks Ausnutzung der kurzen Bauzeit den ganzen Winter hindurch fortgesetzt werden; sie war Ende Juli 1926 gleichzeitig mit dem Verlegen der Rohre vollendet. Letztere wurden in Einzellängen von 8 m geliefert und hatten je nach der Wandstärke ein Gewicht von 1,5 bis 6,5 t. Die schwersten Rohre, die unmittelbar oberhalb der elektrischen Zentrale verwendet wurden, hatten entsprechend einem Drucke von 48 at eine Wandstärke von 28 mm. Für die Rohrverbindungen wurden je nach dem Drucke Bleimuffen oder Nietmuffen verwendet. Die Vernietung und zum Teil auch die Dichtung der Bleimuffen geschah unter Anwendung von Druckluft (Abb. 6).

Im Mai 1926 begann die Herstellung des Betonkanals. Sein eiförmig gestalteter Durchflußquerschnitt mißt 1,3 m² und leistet bei einem Gefälle von 1:1000 eine Durchflußmenge von 2 m³/Sek.; das Betonprofil hat einen

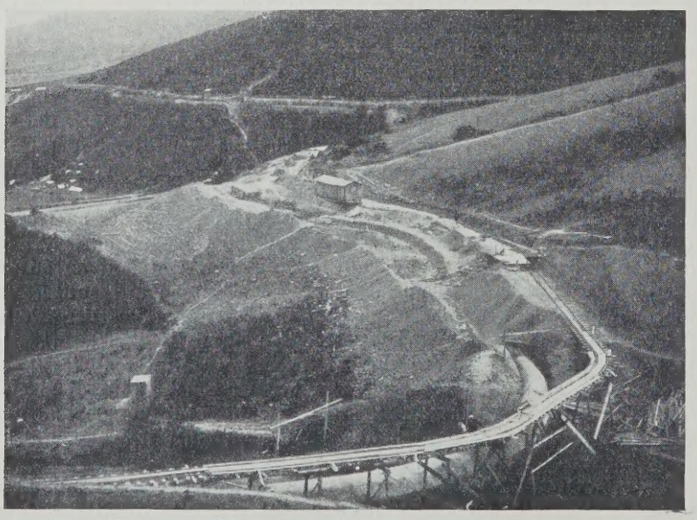


Abb. 3. Verlauf der Linie des Betonkanals.

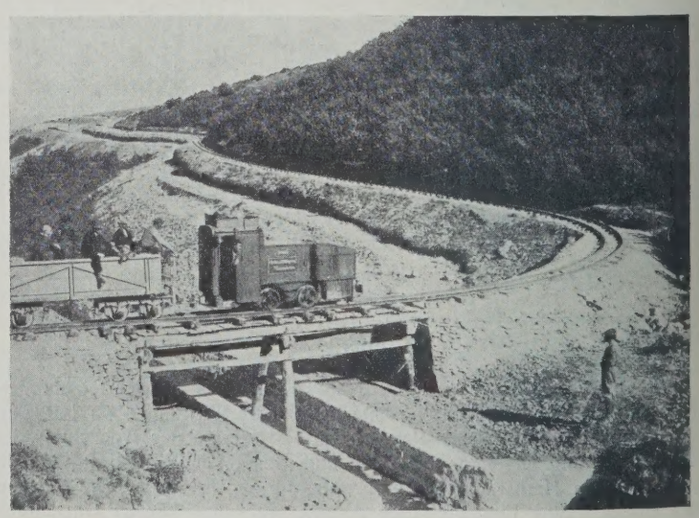


Abb. 4. Betriebsgleis längs dem Betonkanal.

Querschnitt von 1,65 m². Der Kanal ist innen bis etwa 20 cm über dem Wasserspiegel und außen über dem Gewölbe verputzt. Zur Gewinnung von Schotter wurde im Tale der Bistritza ein Steinbrecher mit einer täglichen Leistungsfähigkeit von 50 m³ aufgestellt. Das dort verarbeitete Dioritgestein ergab zusammen mit dem Flußsand aus der Isker-Niederung ein ausgezeichnetes Betonmaterial. Den Zement lieferten einheimische

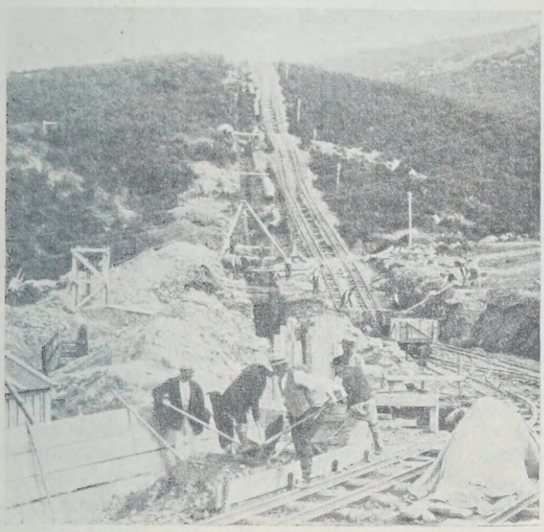


Abb. 5. Seilbahnstrecke.

Fabriken. Die Baustelle wurde durch die Anlage einer zwei- bis dreizölligen Leitung, die das Wasser aus den die Baustelle kreuzenden Bächen jeder einzelnen Arbeitsstelle mit natürlichem Gefälle zuführte, längs der ganzen Strecke mit Betriebswasser versorgt. Das Mischen des Betons wurde von Hand auf Mischbühnen besorgt, die in Abständen von 15 bis 20 m auf quer über der Baugrube liegenden Rundhölzern hergestellt wurden. Der Beton erhielt einen reichlichen Wasserzusatz und wurde als eine Art Gußbeton in hölzernen Rinnen an die Verwendungsstelle geleitet.

Abb. 6. Verlegen eines eisernen Rohres.

Zur Schalung dienten eiserne Lehrbogen. Sie bestanden aus zwei Teilen, die durch zwei Laschen mit je vier Schrauben zusammengesetzt wurden. Beim Ausschalen ließen sich nach Entfernung der Laschen die Bogenteile leicht herausnehmen. Es waren 700 Schablonen in Benutzung, mit denen gleichzeitig 500 lfd. m Kanal eingerüstet werden konnten. Die Anpassung der Schalung an die zweifach gekrümmten Flächen in den scharfen Kurven ließ sich durch Verwendung sehr schmaler Bretter in genügender Weise erreichen. Bei einer Durchschnittsleistung von 40 lfd. m/Tag und einer Höchstleistung von 60 lfd. m/Tag erforderte die Herstellung von 3900 lfd. m Betonkanal einen Zeitraum von fünf Monaten (Abb. 7).

Der Ausbruch des 185 m langen Tunnels wurde bereits im Herbst 1925 vollendet, die Verkleidung folgte im Sommer 1926. Sie war in der Sohle und in den Seitenwänden 50 cm stark, während die Gewölbekappe aus 40 cm starkem Klinkermauerwerk bestand. Für die Wahl dieser Wandstärke war der starke Erddruck bestimmend, der sich trotz starken Holzeinbaues bei dem kleinen Ausbruchquerschnitt bemerkbar machte. Der Düker im Bistritza-Tale wurde im Anschluß an die Turbinenleitung gebaut. Gleichzeitig wurden die umfangreichen Ein- und Auslaufbauwerke sowie der Auslaßschacht in der Talsohle im September 1926 in Angriff genommen und bis Mitte November fertiggestellt.

Außerdem waren sechs größere Bauwerke zur Über- bezw. Unterführung von Bächen sowie Stütz- und Futtermauern herzustellen (Abb 8).

Es wurde oben bemerkt, daß die billigen Arbeitslöhne eine ausgiebige Verwendung von Handarbeit veranlaßten. Der Erfolg der Handarbeit hat jedoch den gestellten Erwartungen nicht voll entsprochen, da sehr viel Zeit nötig war, bis die zur Verfügung stehenden Arbeitskräfte sich einigermaßen eingewöhnt hatten. Dies war namentlich wegen der Kürze der Bauzeit nachteilig.

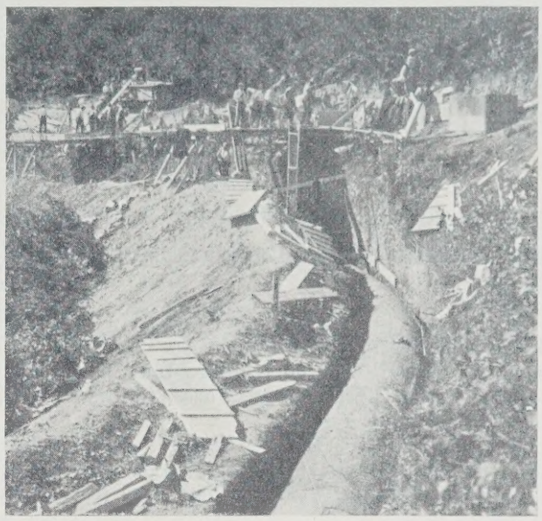


Abb. 7. Betonierbetrieb.

Eine Erschwernis für die Durchführung so großer Arbeiten bilden ferner die bulgarischen Gesetze und Vorschriften, die als Folge des Mißtrauens der Bulgaren gegen sich und andere die Behörden selbst in ihrer Entschlußfähigkeit stark einschränken. Zum Beispiel ist die Baudirektion dieser Wasserleitung noch nicht einmal berechtigt, mit dem Unternehmer selbständig Preise für nicht vorhergesehene Nebenarbeiten, wenn sie auch noch so geringfügig sind, zu vereinbaren, sie bedarf vielmehr dazu der Genehmigung des Stadtrates. Ein höherer Beamter der bulgarischen Staatseisenbahn äußerte sich vor einiger Zeit in einer Fachzeitschrift:

„Wir Techniker sind seit einer Reihe von Jahren unablässig bemüht zur Beseitigung der bekannten schweren und für die Durchführung von Arbeiten schädlichen finanziellen Fesseln und Formalitäten, mit denen

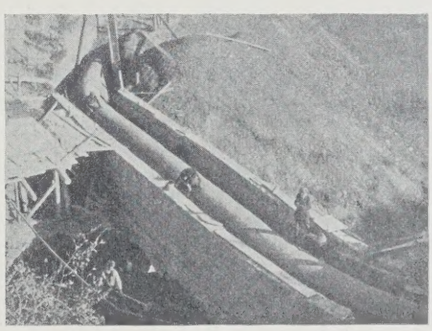


Abb. 8. Gewölbte Brücke mit Betonkanal.

die schwerfällige Bürokratie der Finanzleute und Kontrolleure mittels ihres Gesetzes für Unternehmungen die Durchführung der Arbeiten behindert, indem sie alle Personen, die mit Bau- oder anderen öffentlichen Arbeiten zu tun haben, mit Ausnahme von sich selbst für unehrlich halten."

Dementsprechend ist es auch schwierig, bei unerwarteten Vorkommnissen oder Änderungen in den Voraussetzungen, wie sie fast bei jedem Bau eintreten, brauchbare Vereinbarungen zu erzielen. Im allgemeinen ist bei Übernahme von Bauarbeiten in Bulgarien große Vorsicht am Platze, und es müssen ausgiebige Zuschläge gemacht werden, um den Eigenheiten des Landes gegenüber gerüstet zu sein.

Die hier beschriebene, von deutschen Firmen unter schwierigsten Verhältnissen durchgeführte Arbeit hat die volle Anerkennung des bulgarischen Bauherrn gefunden und ist ein neues Zeugnis deutscher Tatkraft, das dazu beitragen wird, das Ansehen deutscher Unternehmungen im Auslande zu befestigen und zu erhöhen.

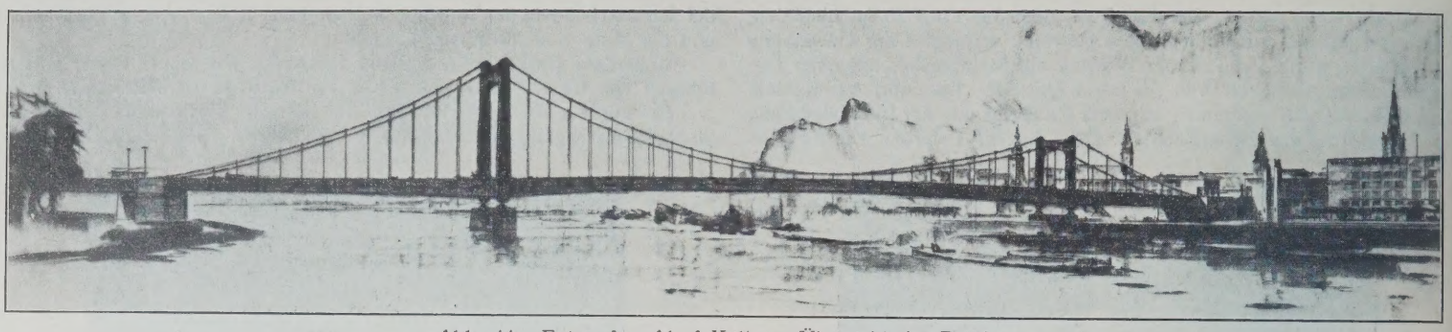


Abb. 44. Entwurf: „Alaaf Kölle". Übersicht der Brücke.

Ergebnis des engeren Ausschreibens zur Erlangung von Entwürfen für den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim zum Ersatz der Schiffbrücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. ehr. Dr. techn. h. c. **Schaper.**

(Schluß statt Fortsetzung aus Heft 19.)

13. Entwurf: „Alaaf Kölle" (Abb. 44). Verfasser: Gutehoffnungshütte, Oberhausen, für die eisernen Überbauten, Dyckerhoff & Widmann A.-G. für die Unterbauten und Prof. Karl Mach, Düsseldorf, für den künstlerischen Teil.

Wie die Abb. 44 zeigt, haben die Verfasser für die Überbrückung des Rheines eine unsymmetrische Hängebrücke mit einer hohen Pylone im Rhein und einer niedrigen Pylone am Mülheimer Ufer gewählt. Sie haben diese Wahl in der durchaus berechtigten Überlegung getroffen, daß eine symmetrische Hängebrücke mit einer hohen Pylone am Mülheimer Ufer und mit einer großen, sich nach Mülheim hinein erstreckenden rechten Seitenöffnung eine das Mülheimer Stadtbild schädigende und unnatürliche Lösung darstelle. Durch die unsymmetrische Ausbildung wird aber das

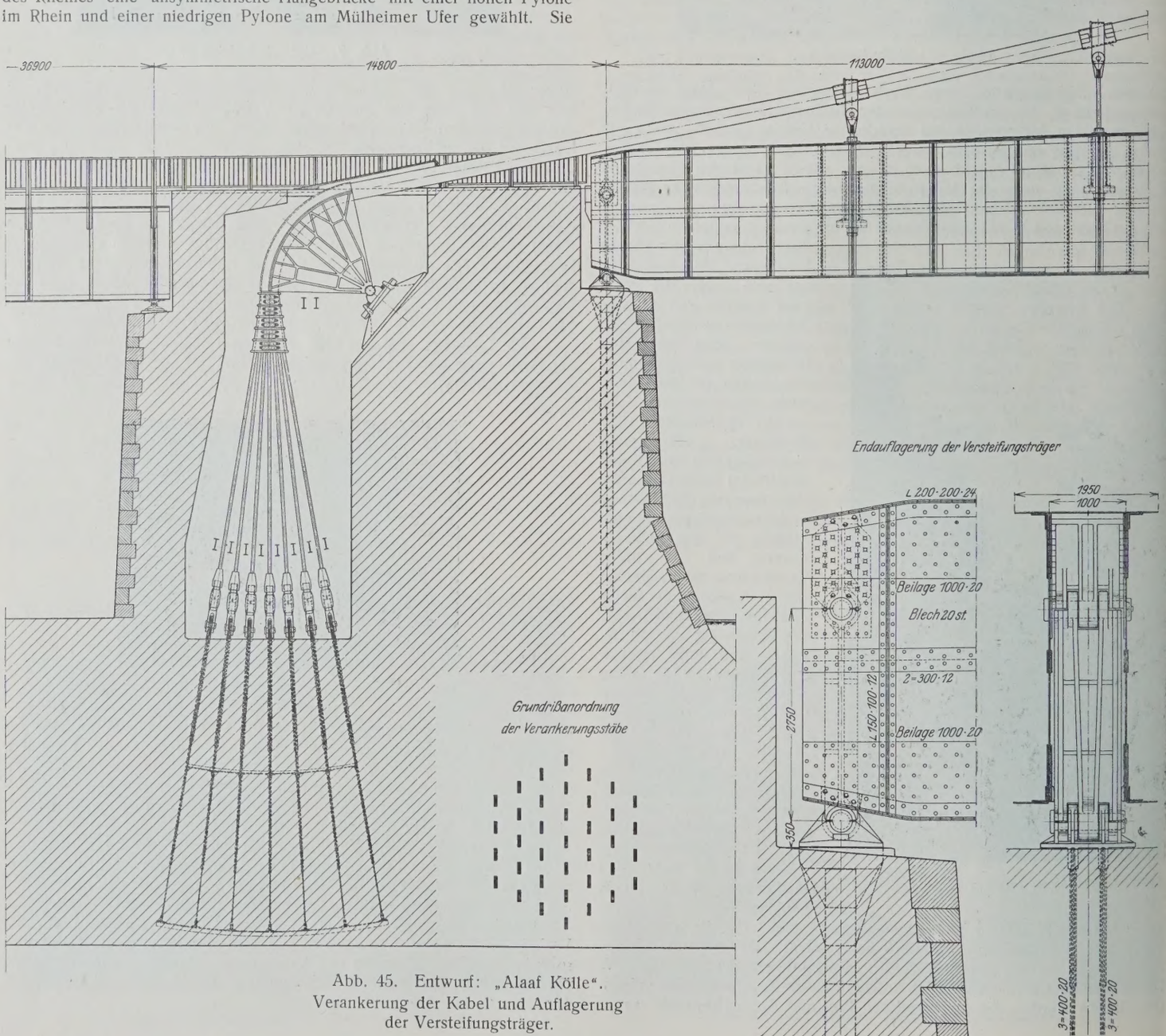
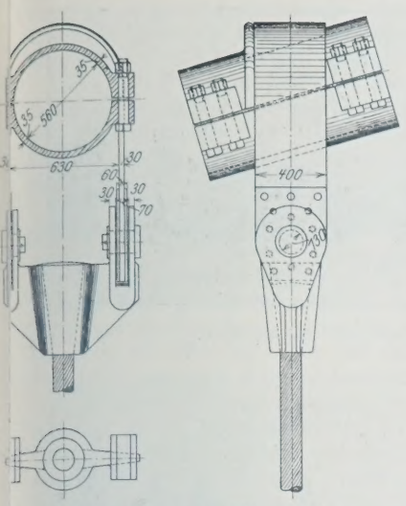
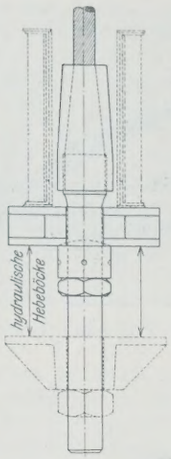


Abb. 45. Entwurf: „Alaaf Kölle". Verankerung der Kabel und Auflagerung der Versteifungsträger.



a) Aufhängung der Hängestäbe am Kabel.



b) Befestigung der Hängestäbe am Versteifungsträger.

Abb. 46. Entwurf: „Alaaf Kölle".

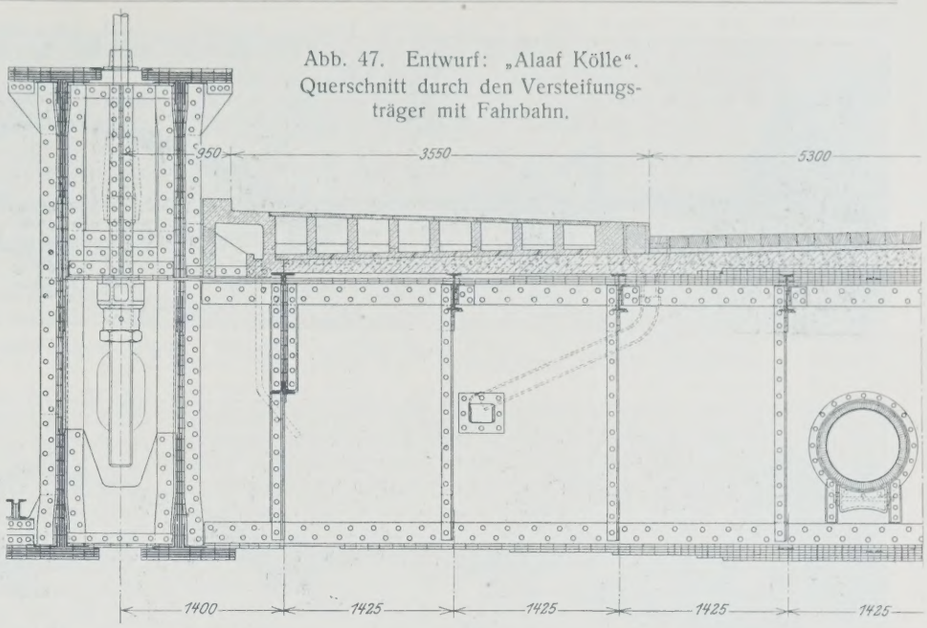


Abb. 47. Entwurf: „Alaaf Kölle". Querschnitt durch den Versteifungsträger mit Fahrbahn.

Bild der Hängebrücke unbefriedigend. Es ist dem Bilde der Hängebrücke Gewalt angetan, die darauf hinweist, daß in Köln-Mülheim bei den gegebenen örtlichen Verhältnissen eine Hängebrücke nicht am Platze ist.

Der Strom selbst wird von dem linken, 113 m weit gestützten Seitenarm und dem 226 m weit gespannten mittleren Überbau der Hängebrücke überbrückt. Der rechte, 57 m weit gestützte Seitenarm der Hängebrücke überspannt die Mülheimer Werft. Die Hängebrücke wird beiderseits von den kräftigen Verankerungswiderlagern begrenzt. An das rechte dieser Widerlager schließt sich eine 15 m weite Öffnung zur Durchführung der Mülheimer Freiheit an; an das linke Widerlager reihen sich zur Überbrückung des linksrheinischen Flutgebietes sieben Öffnungen an, deren Weite nach dem Strome hin zunimmt und die von vollwandigen eisernen Trägern in Gerberform überspannt werden. Über der linksrheinischen Hafenbahn und dem Deichweg liegen ebenfalls Überbauten mit vollwandigen eisernen Trägern. Die Stützweiten der über dem linksrheinischen Flutgebiet liegenden Überbauten nehmen von 24,6 m auf 36,9 m zu.

Die Hängegurte der Hängebrücke sind Kabel, die auch in den Seitenöffnungen die Kettenform zeigen. Kabel aus maschinell verseilten Drähten haben den Nachteil, daß sie sich bei Belastung infolge ihres Dralles verhältnismäßig stark längen. Der Elastizitätsmodul der Drahtseile patentverschlossener Konstruktion beträgt nach den Angaben der Verfasser etwa 1 700 000 kg/cm², während der Elastizitätsmodul der einzelnen Drähte = 2 100 000 kg/cm² ist. Die Längenänderung maschinell verseilter Kabel ist demnach erheblich größer als die eines Kabels, das aus parallelen Drähten hergestellt ist. Die Verfasser schlagen deshalb die Verwendung paralleldrahtiger Kabel vor, die aus 37 Einzelsträngen von je 331 Einzeldrähten von 4,5 mm Durchm. bestehen. Diese Kabel sollen aber nicht nach dem amerikanischen Luftspinnverfahren hergestellt werden. Die einzelnen Stränge sollen vielmehr in einer am linken Rheinufer zu errichtenden Werkstatt aus 331 parallel verlegten Drähten in der Weise hergestellt werden, daß die Drähte durch eine Anzahl von Lehren mit 331 Löchern geführt werden. Eine der Lehren ist verschieblich und hat eine engere Lochteilung als die anderen. Durch Vortreiben dieser Lehre und durch Umwickeln des Stranges in Abständen von 50 cm gleich hinter der vorgetriebenen Lehre entsteht der Einzelstrang. Die fertigen Stränge werden mit ihren Enden in Seilköpfen vergossen und dann auf Hilfsstegen, die unter den später fertigen Kabeln liegen, über den Strom gezogen, an ihre endgültige Stelle gebracht und in den Verankerungswiderlagern unter Einschaltung regelbarer Zwischenstücke mit den einbetonierten Verankerungsstäben verbunden (Abb. 45). Auf der Strecke zwischen den Umlenkungspunkten auf den beiden Verankerungswiderlagern werden die Stränge durch Pressen zu einem kreisförmigen Kabel vereinigt und durch eine Maschine mit verzinktem Draht umwickelt. In den Umlenkungspunkten der Verankerungswiderlager wird das Kabel in die einzelnen Stränge strahlenförmig aufgelöst und nach unten zu den Verankerungen geführt (Abb. 45). Der Umlenkungskörper ist radförmig gestaltet und gelenkig auf einem einstellbaren Lager abgestützt.

Die Pylonen sind Pendelportale, die unten auf Kugellagern gelenkig gelagert sind. Die Pylonenständer haben zellenförmigen Querschnitt; die einzelnen Zellen sind durch Mannlöcher und Leitern überall zugänglich.

Die Versteifungsträger sind voll- und doppelwandig. Ihre Oberkante überragt die Fußsteige nur um 1,1 m. Ihre Höhe mißt über dem linken Widerlager 4,2 m, über dem Strompfeiler 7,0 m, über dem rechten Uferpfeiler 5,0 m und über dem rechten Widerlager 3,5 m. Sie sind als Gerberträger mit eingehängtem Mittelstück ausgebildet. Die Gelenke liegen 33 m vom linken und 17 m vom rechten Pylonenpfeiler entfernt.

Auf den Verankerungswiderlagern sind die Versteifungsträger mit Pendeln, die positive und negative Auflagerkräfte aufnehmen können, gelagert. Die Ausbildung dieser Pendel und ihre Verbindung mit dem im Kopf des Versteifungsträgers eingebauten Stahlgußstück und mit dem Lagerkörper, der auf dem Widerlager ruht und mit diesem verankert ist, ist in den im größeren Maßstabe dargestellten Wiedergaben der Abb. 45 veranschaulicht.

Die Aufhängepunkte der Versteifungsträger an den Kabeln liegen in 8 m Entfernung voneinander. An den Aufhängepunkten sind zweiteilige gußstählerne Schellen auf die Kabel geschraubt (Abb. 46). Der obere Teil der Schellen ist mit einem Sattel versehen, über den sich ein Stahlband von 400 mm Breite und 30 mm Dicke legt. Die Enden des Stahlbandes haben verstärkte Augen, die durch Bolzen mit zwei Gabeln eines gußstählernen Querstückes verbunden werden. Der mittlere Teil dieses Querstückes ist als Seilkopf ausgebildet; in ihm ist ein Kabel patentverschlossener Konstruktion befestigt, das an seinem unteren Ende ebenfalls in einem Seilkopf vergossen ist. Das untere Ende dieses Seilkopfes ist mit einem Gewinde versehen, in das eine Spindel eingreift. Auf der Spindel sitzt eine oben kugelig geformte Stützmutter mit Gegenmutter. Die Stützmutter stützt sich mit der Kugelfläche gegen ein Querstück, das seine Lager an zwei an den Wandungen des Versteifungsträgers angeschlossenen Querschotten (Abb. 46 u. 47) findet. Am unteren Ende der Spindel ist über diese ein Querstück geschoben, das von einer auf die Spindel geschraubten Mutter getragen wird. Zur Regelung der genauen Höhenlage des Versteifungsträgers werden zwischen das untere und obere Querstück zwei Druckwasserpressen eingebaut. Zu beiden Seiten der Stützschotten, gegen die sich die oberen Querstücke legen, ist je eine sich über die ganze Höhe des Versteifungsträgers erstreckende Querschotte angeordnet, damit sich der Auflagerdruck des Querträgers auf beide Wandungen des Versteifungsträgers überträgt. Der Obergurt des Querträgers ist durch ein Blech, das die innere Wandung des Versteifungsträgers durchdringt, mit der Unterkante der Stützschotten verbunden (Abb. 47), um das Auflagermoment des Querträgers einwandfrei aufzunehmen.

Die Seitenarme der Hängebrücke sollen auf festen Gerüsten zusammengebaut werden. Gleichzeitig sollen die Pylonen von Gerüsten aus, die um die Pfeiler herum errichtet sind, aufgestellt werden. Alsdann können die Kabel nach dem oben angedeuteten Verfahren verlegt werden. Die Versteifungsträger der Mittelöffnung sollen stückweise an einer geeigneten Stelle am Ufer zusammengebaut, mit Schiffen zur Baustelle gefahren und hier an den Kabeln aufgehängt werden.

Als Baustoff für die Kabel ist S.-M.-Stahl mit einer Bruchfestigkeit von 140 kg/mm² und für den anderen Teil der eisernen Überbauten St 48 und wahlweise auch Si-Stahl vorgesehen.

Die größte Durchbiegung der Hängebrücke unter der Verkehrslast beträgt 356 mm, die sich bei einer Wärmezunahme bis zu + 35° um 228 mm vergrößert.

Die Pylonenpfeiler sollen im Druckluftverfahren, alle anderen Widerlager und Pfeiler in offener Baugrube gegründet werden.

Den Verankerungswiderlagern mußten sehr große Abmessungen gegeben werden, um die großen Horizontalkräfte der Kabel aufnehmen zu

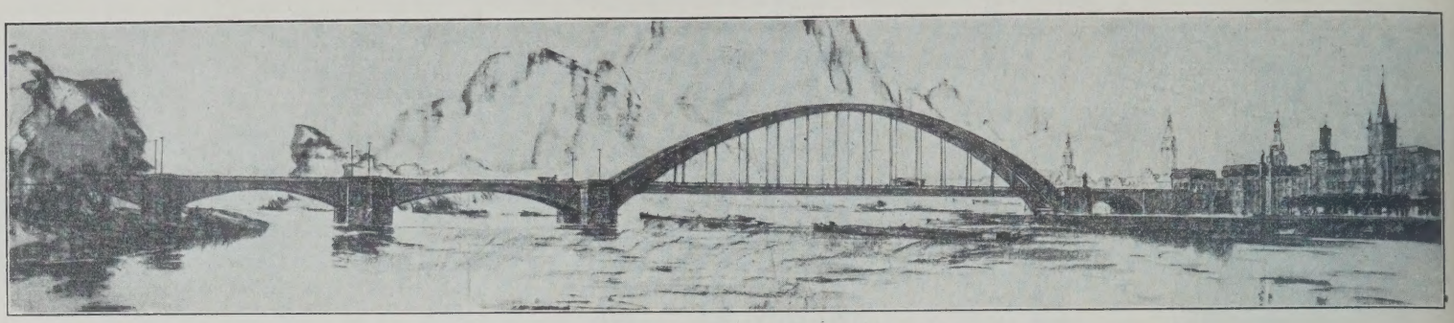


Abb. 48. Entwurf: „Drei goldene Kronen". Entwurf I. Parabelbogen ohne Zugband. Übersicht der Strombrücke.

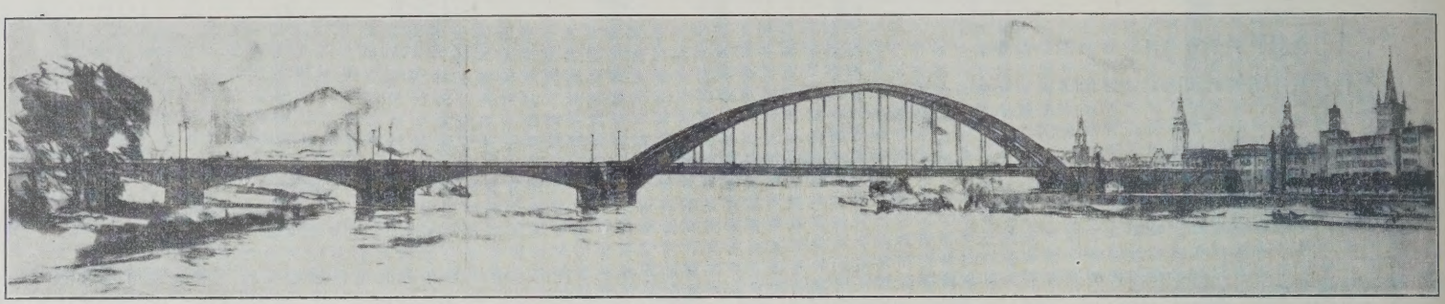


Abb. 49. Entwurf: „Drei goldene Kronen". Entwurf II. Gotischer Bogen ohne Zugband. Übersicht der Strombrücke.

können. Die Grundfläche des linkseitigen Verankerungswiderlagers mußte eine Länge von 63,8 m und eine Breite von 50,4 m erhalten. Die Kabel werden in Schächten von 5,5 m Breite und 6 m Länge nach unten zu den einbetonierten Verankerungsstäben geführt. Die Schächte werden im unteren Teil durch Blech, im oberen Teil durch dreifach geklebte Dachpappe gedichtet. Die Isolierung wird durch eine 30 cm starke Eisenbetonschicht geschützt. Die Verankerungswiderlager werden zur einwandfreien Einleitung der großen Kräfte nach allen Richtungen kräftig mit Eisen bewehrt.

Die Kosten der gesamten Ausführung belaufen sich auf 13 860 000 R.-M., bei Wahl von Silizium-Stahl auf 13 751 000 R.-M.

14. Entwurf: „Drei goldene Kronen".

Dieser Entwurf, dessen Verfasser die Bearbeiter des Entwurfes „Alaaf Kölle" sind, ist in sieben Abarten eingereicht worden; alle kennzeichnet ein großer, vollwandiger, hoch über die Fahrbahn hinausragender Bogen über der Hauptstromöffnung (Abb. 48 bis 51).

Entwurf I (Abb. 48): Der große Bogen ist ein Parabelbogen ohne Zugband. Der linke Stromteil und das linksrheinische Flutgebiet werden von fünf Überbauten mit eisernen, vollwandigen, unter der Fahrbahn liegenden Bogenträgern, deren untere Gurtungen nach einer Parabel geformt und deren obere Gurtungen geradlinig sind, überspannt. Die lichten Weiten der so überbrückten Öffnungen nehmen nach dem Strom zu von 46,20 auf 79 m. Während der große Stromüberbau nur zwei Hauptträger aufweist, haben die kleinen Überbauten je vier Hauptträger. Die linksrheinische Hafenbahn und der Deichweg werden von Blechträgerüberbauten überspannt. An den großen Stromüberbau schließt sich rechts zur Überbrückung der Mülheimer Werft ein Betongewölbe von 26 m Lichtweite an. Die Mülheimer Freiheit wird in einer Lichtweite von 15 m von Eisenbetonträgern überbrückt.

Die lichte Weite der großen Stromöffnung mißt 200 m. Die großen Bogenträger sind Dreigelenkbogen. Das Scheitelgelenk soll äußerlich nicht in die Erscheinung treten. Die Höhe der Bogen beträgt 40 m, ihr Pfeilverhältnis ist also $= 1/5$. Die Stegblechhöhe der Bogen mißt in der Mitte 3 m und an den Kämpfern senkrecht zur Bogenachse gemessen 7 m. Die obere Bogenleibung beginnt an den Kämpfern etwa in der Oberkante der Fahrbahn, die untere Bogenleibung reicht an den Kämpfern bis zum höchsten Hochwasserstand hinunter. Der Querschnitt des Bogens ist doppelwandig; er ist oben durch volle Kopfplatten und unten durch durchgehende Bleche geschlossen, die zur Begehbarkeit und Lüftung des Innenraumes mit Löchern von 140 mm Durchm. und 300 mm Abstand

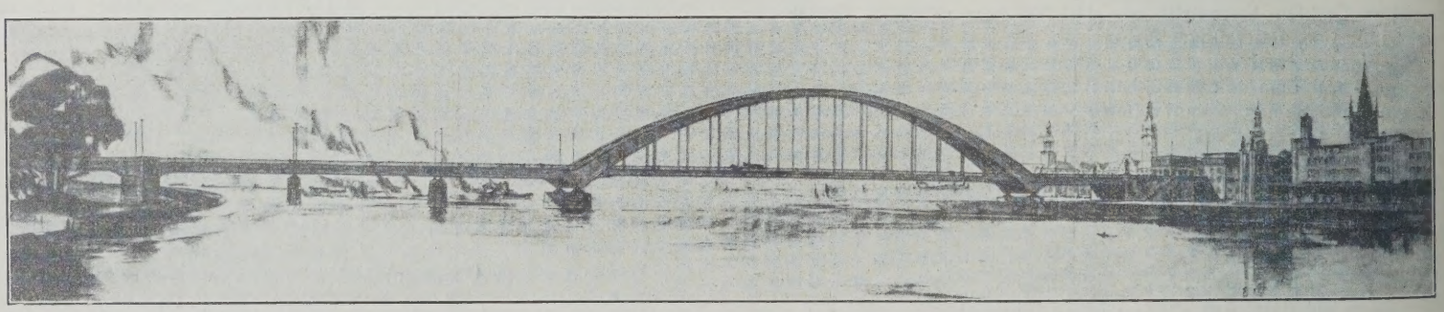


Abb. 50. Entwurf: „Drei goldene Kronen". Entwurf III. Parabelbogen mit Zugband. Übersicht der Strombrücke.

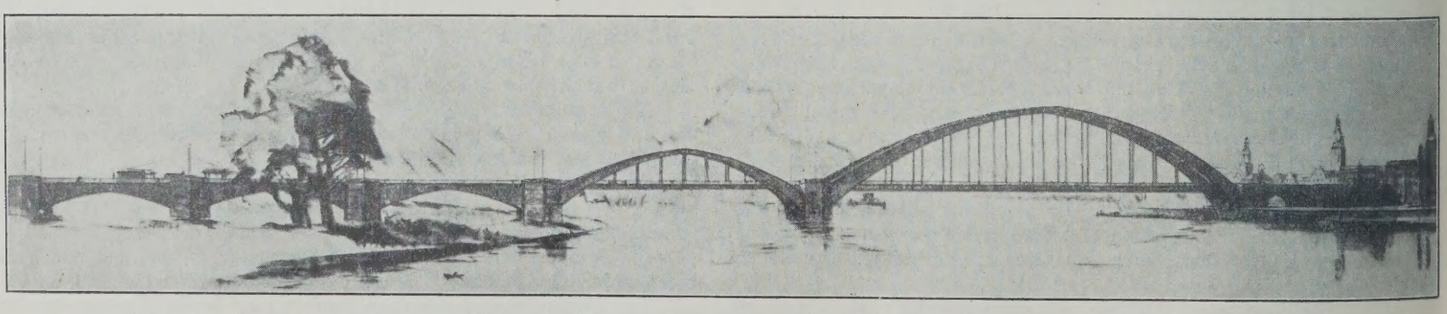


Abb. 51. Entwurf: „Drei goldene Kronen". Entwurf IV. Zwei gotische Bogen über dem Strom. Übersicht der Brücke.

versehen sind. Ebenso sind die Mitten der beiden Wandungen durch solche durchlöcherte Bleche vom Auflager bis dahin, wo die Stegblechhöhe nur noch 3,5 m beträgt, miteinander verbunden.

Die Aufstellung der kleinen Überbauten bereitet keine Schwierigkeiten. Der große Bogenträgerüberbau soll an beiden Seiten auf festen gerammten Gerüsten und in der Mitte im freien Vorbau, bei dem die Einbaukrane auf den oberen Leibungen der Bogen laufen, zusammengebaut werden.

Die beiden Strompfeiler und das rechtsrheinische Widerlager des großen Bogenträgers sollen im Druckluftverfahren, alle übrigen Unterbauten in offener Baugrube gegründet werden.

Entwurf Ia unterscheidet sich vom Entwurf I nur dadurch, daß die Lichtweite der großen Stromöffnung durch Abrücken des rechten Widerlagers von der Ufermauer zwecks Durchführung des Hafengleises zwischen Uferkante und Widerlager von 200 auf 212 m vergrößert ist. Beim Entwurf I wird das Gleis durch die Unterführung der Mülheimer Werft geführt.

Die Entwürfe II und IIa (Abb. 49) unterscheiden sich von den Entwürfen I und Ia nur dadurch, daß an Stelle der parabelförmigen Bogen des großen Stromüberbaues und der kleinen Überbauten gotische Bogen gewählt sind. Die Verfasser glauben, daß die Spitze im Scheitel der Bogen eine eindrucksvolle ästhetische Wirkung gebe. Unseres Erachtens sind solche gotische Bogen im Brückenbau nicht an ihrem Platze, sie eignen sich mehr für Bau großer Ausstellungs- und Bahnhofshallen.

Entwurf III und IIIa (Abb. 50) sehen für die Überbrückung der großen Stromöffnung einen Parabelbogenträger mit Zugband und für die Überbrückung des linken Stromteiles und des Flutgebietes neun Blechträgerüberbauten mit parallelen Gurtungen und mit einer Stegblechhöhe von 3 m vor. Je drei dieser Blechträgerüberbauten sind zur besseren Gliederung des Brückenbildes durch besonders kräftige und bis zur Oberkante des Geländers hochgeführte Pfeiler zu Gruppen zusammengefaßt. Die Stützweiten dieser Überbauten — von links nach rechts gezählt — betragen $3 \times 33{,}25$ m, $3 \times 38{,}00$ m, $2 \times 42{,}75$ m und 47,50 m. Die Stützweite des großen Stromüberbaues mißt beim Entwurf III 206 m und beim Entwurf IIIa 216 m.

Rechts an den großen Stromüberbau schließt sich zur Überbrückung der Mülheimer Werft ein Überbau an, der das Spiegelbild von dem links des großen Stromüberbaues liegenden ist. Die Überbauten über der Mülheimer Freiheit, der linksrheinischen Hafenbahn und des Deichweges sind dieselben wie beim Entwurf I.

Entwurf IV (Abb. 51). Die große Stromöffnung wird wie beim Entwurf II von einem gotischen Bogenträger überspannt. Daran schließt sich zur Überbrückung des linken Stromteiles ein sich auch über die Fahrbahn erhebender kleinerer gotischer Bogen an. Die Lichtweite der von ihm überspannten Öffnung beträgt 104 m. Der übrige Teil der Überbrückung schließt sich eng an den Entwurf II an.

Die Kosten der Ausführung nach den einzelnen Entwürfen sind nicht sehr verschieden voneinander. Sie schwanken zwischen 9 068 000 R.-M. Entwurf II) und 9 680 000 R.-M. (Entwurf IIIa).

15. Entwurf: „Wahrheit". Verfasser: Vereinigte Stahlwerke A.-G., Dortmunder Union für die eisernen Überbauten, Hochtief A.-G., Köln-Essen und Beuchelt & Co., Grünberg in Schlesien für die massiven Überbauten und die Unterbauten und die Architekten Moritz u. Betten für den künstlerischen Teil.

Die Verfasser halten es aus ästhetischen Gründen für erforderlich, den Strom selbst mit einem einheitlichen Überbau zu überbrücken. Gemäß dieser Forderung haben sie den Rhein erstens unter Einschaltung eines Strompfeilers mit parallelgurtigen, überall gleich hohen Fachwerkbalkenträgern (Abb. 52 u. 53) und zweitens ohne Strompfeiler mit einer Hängebrücke (Abb. 54 u. 55) überspannt. Durch die Vorschriften der Strombauverwaltung ist die Lage des Strompfeilers gegeben. Die Stützweite des Balkenträgers über der großen Stromöffnung ergibt sich daraus zu 217 m. Je nachdem man die für die Hochwasserabführung notwendige Abgrabung auf dem linken Rheinufer nicht mit zum Strome oder mit zum Strome rechnet, erhält man die Stützweite des Balkenträgers über der kleinen Stromöffnung zu 124 m und zu 190 m. Die Stützweite der Hängebrücke mißt 329 m.

Für den Fachwerkbalkenträger sind drei verschiedene Vorschläge gemacht worden. Der erste Vorschlag (Abb. 52) sieht einen Träger mit fallenden und steigenden Diagonalen, mit Pfosten und mit abgeschrägten Enden vor. Die Stützweite des Trägers über der großen Oeffnung beträgt 217 m, die des Trägers über der kleinen Oeffnung 124 m. Der zweite Vorschlag unterscheidet sich von dem ersten nur dadurch, daß der Überbau über der kleinen Oeffnung vier Felder mehr erhalten hat als beim ersten Vorschlag. Beim dritten Vorschlag (Abb. 53) sind die Hauptträger des Stromüberbaues mit sich kreuzenden Diagonalen ohne Pfosten und mit senkrechten Enden ausgebildet. Die Stützweite des großen Stromüberbaues mißt 216,80 m, die des kleines Überbaues 189,70 m. Die Ausfachung des oberen Windverbandes besteht ebenso wie die der Hauptträger aus gekreuzten Diagonalen ohne Pfosten. Wie gut die Wirkung des ganzen Überbaues auch in der Längsdurchsicht ist, zeigt Abb. 56. Bei allen drei Vorschlägen laufen die Träger über die beiden Stromöffnungen ohne Einschaltung von Gelenken durch. Auch haben die Träger bei allen drei Vorschlägen die gleiche Höhe von 20 m erhalten.

Das linksrheinische Flutgebiet und das rechtsrheinische Ufer bis zur Mülheimer Freiheit sind bei den drei Vorschlägen von parallelgurtigen,

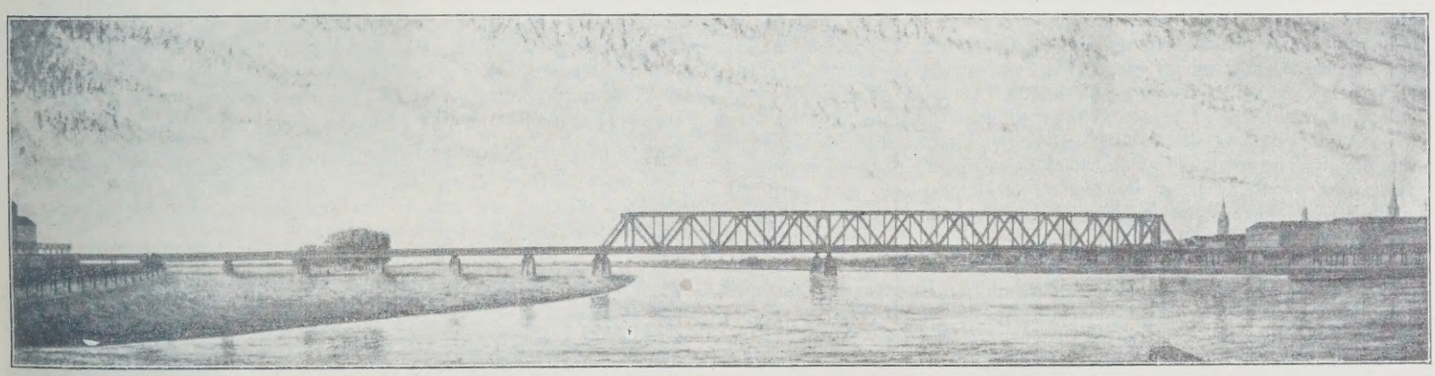


Abb. 52. Entwurf: „Wahrheit". Balkenbrücke. Vorschlag 1. Übersicht der Brücke.

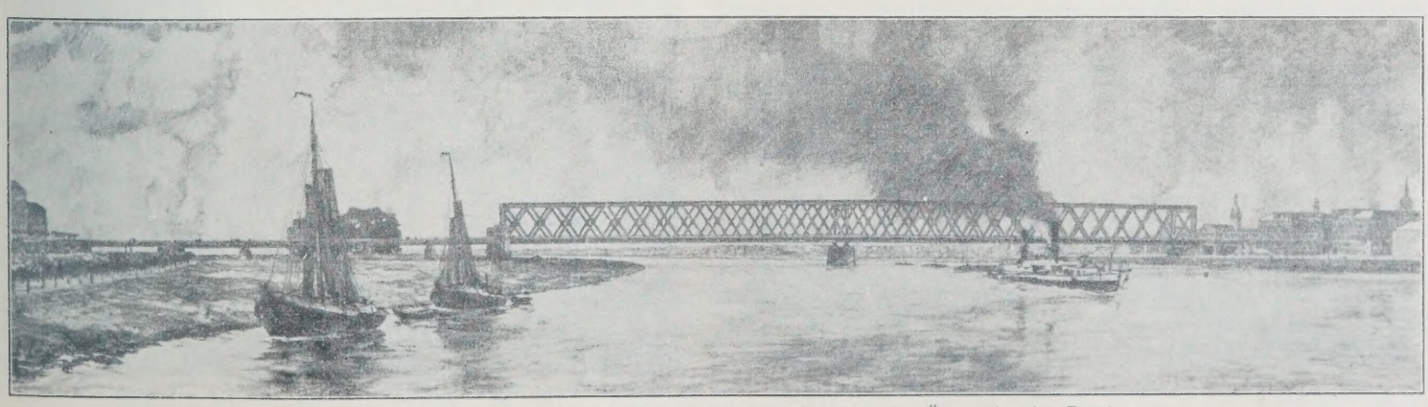


Abb. 53. Entwurf: „Wahrheit". Balkenbrücke. Vorschlag 3. Übersicht der Brücke.

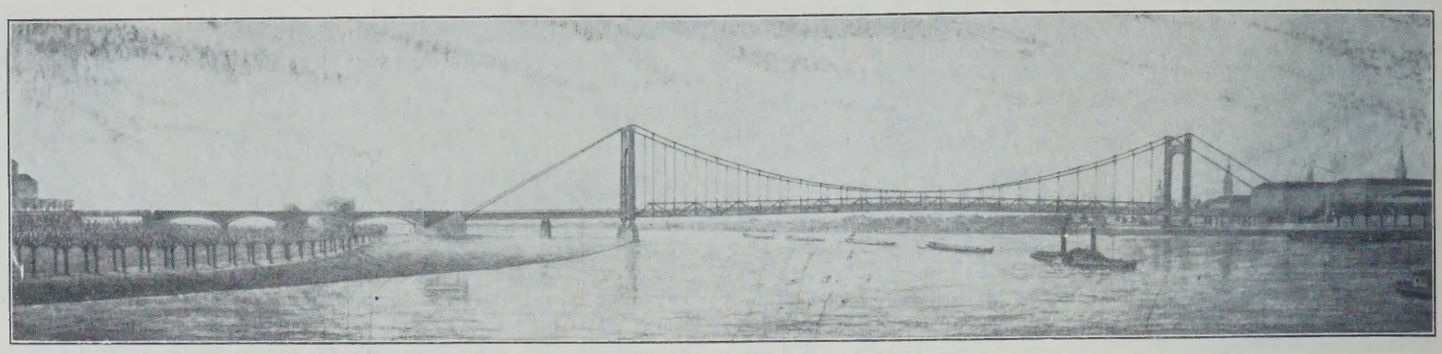


Abb. 54. Entwurf: „Wahrheit". Hängebrücke mit fachwerkartigen Versteifungsträgern. Übersicht der Brücke.

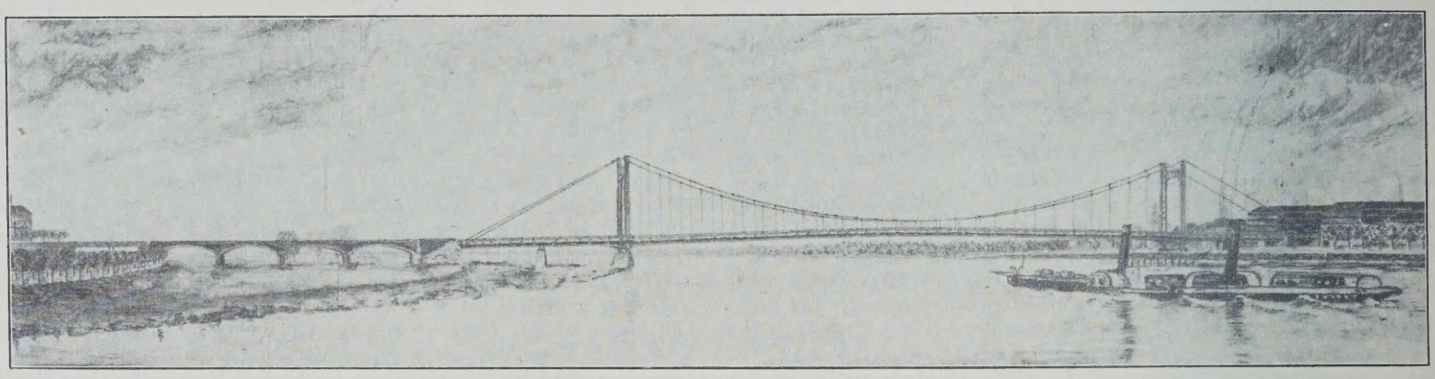


Abb. 55. Entwurf: „Wahrheit". Hängebrücke mit vollwandigen Versteifungsträgern. Übersicht der Brücke.

unter der Fahrbahn liegenden Blechträgern in Gerberform überbrückt, deren Bauhöhe ebenso groß wie die der Strombrücke ist, so daß auf die ganze Länge von der linksrheinischen Hafenbahn bis zur Mülheimer Freiheit ein breites durchgehendes Band die Brücke gut zusammenfaßt. Die linksrheinische Hafenbahn, der Deichweg und die Mülheimer Freiheit sind auch von Blechträgern überspannt, deren Höhe aber wegen der geringeren Stützweite der Überbauten und wegen der nötigen Durchfahrthöhe geringer als die der benachbarten Überbauten gehalten ist.

Der Überbau über der kleinen Stromöffnung und die sich anschließende Hälfte des großen Stromüberbaues sollen in einem Jahre bis zum Winter auf einem festen gerammten Gerüst aufgestellt werden. Das freie Ende des halben großen Überbaues soll dann auf einem kräftigen gerammten Rüstpfeiler, der auch über den Winter im Strom stehenbleiben soll, abgesetzt werden. Die Rüstung in beiden Öffnungen kann dann entfernt werden. Im nächsten Frühjahr soll schließlich die andere Hälfte der großen Stromöffnung eingerüstet und der Rest des Stromüberbaues zusammengebaut werden. Beim ersten Bauzustand verbleibt rechts vom mittleren Gerüstpfeiler, beim zweiten Bauzustand links von diesem eine genügend große Öffnung für die Schiffahrt..

Die Hängegurte der Hängebrücke (Abb. 54) sind Kabel, die von den Pylonenköpfen aus straff, d. h. ohne Anhängung der Überbauten, über den Seitenöffnungen zu den Verankerungswiderlagern geführt sind. Als Versteifungsträger der Hängebrücke schlagen die Verfasser aus Gründen der Wirtschaftlichkeit einen fachwerkartigen Parallelträger mit 7 m Höhe vor (Abb. 54). Eine Hängebrücke mit vollwandigen Versteifungsträgern (Abb. 55) würde 2,5 bis 3,0 Mill. R.-M. teurer werden. Auch die Verfasser dieses Entwurfes haben sich der großen Mühe unterzogen, die Hängebrücke nach der Verformungstheorie durchzurechnen. Jedes der beiden Kabel soll aus 37 Seilen der patentverschlossenen Konstruktion gebildet werden. Die Fugen zwischen den einzelnen Seilen sollen mit Mexiko-Bitumen, an den Auflagerstellen über den Pylonen mit profilierten Leisteneinlagen aus Messing ausgefüllt werden. Die Kabel werden im fertigen Zustande an der Außenfläche mit Asphalt gestrichen und zum Schutze gegen Witterungseinflüsse mit einem 0,5 mm dicken Kupferblech ummantelt. In den Verankerungswiderlagern sollen die Kabel nach amerikanischer Art samt ihren Verankerungen einbetoniert werden. An den Stellen, wo sie aus den Widerlagern austreten, werden sie mit Asphaltbeton umhüllt, um zu verhindern, daß Wasser an diesen Stellen in die Widerlager eintritt. Die Versteifungsträger sind mit Seilen an den Kabeln aufgehängt. Die größte Durchbiegung der Versteifungsträger unter der Verkehrslast beträgt 50,3 cm, bei einer Wärmezunahme bis auf 35° vergrößert sich dieser Wert um 40 cm.

Die beiden Pylonen jeder Seite sind durch einen vollwandigen Querriegel (Abb. 57) zu einem Rahmen zusammengefaßt. Der Rahmen ist gelenkig gelagert, so daß er in der Längsrichtung der Brücke auspendeln kann.

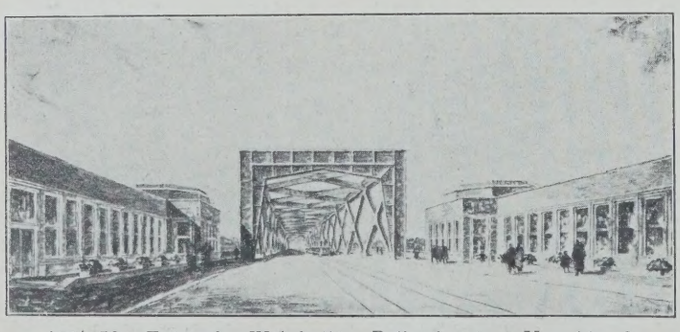


Abb. 56. Entwurf: „Wahrheit". Balkenbrücke. Vorschlag 3. Blick in die Brücke.

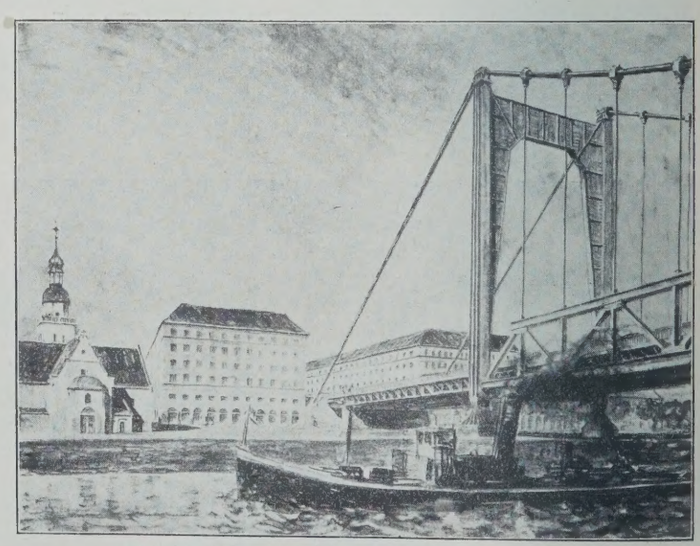


Abb. 57. Entwurf: „Wahrheit". Hängebrücke. Pylone.

Die unter den Rückhaltkabeln liegenden Öffnungen sind mit parallelgurtigen, vollwandigen Trägern überbrückt, die in der Mitte der linken Öffnung durch steinerne Pfeiler und in der Mitte der rechten Öffnung durch eiserne Säulen noch einmal unterstützt sind. Der sich an das linke Verankerungswiderlager anschließende Teil des linksrheinischen Flutgebietes wird von vier Betongewölben überspannt. Die Überbauten der linksrheinischen Hafenbahn, des Deichweges und der Mülheimer Freiheit sind ebenso wie bei den Balkenbrückenentwürfen ausgebildet.

Die Kabel der Hängebrücke sollen mit Hilfe von Laufstegen, wie sie schon oben bei anderen Entwürfen besprochen sind, zusammengebaut werden. Die Versteifungsträger sollen auf festen Gerüsten unter Zuhilfenahme zweier gerammter Hilfsgerüstpfeiler, die im Winter im Rhein stehenbleiben sollen, aufgestellt und dann an den Kabeln aufgehängt werden.

Als Baustoff für die eisernen Überbauten ist St 48 und wahlweise St Si angeboten.

Die gesamten Kosten der Ausführung betragen nach dem Balkenbrückenentwurf (Vorschlag 1) 11 877 168 R.-M. bei St 48, 11 173 308 R.-M. bei St Si, (Vorschlag 2) 13 748 677 R.-M. bei St 48, 12 837 527 R.-M. bei St Si, (Vorschlag 3) 13 832 397 R.-M. bei St 48, 12 882 967 R.-M. bei St Si und nach dem Hängebrückenentwurf 20 784 518 R.-M. bei St 48 und 20 204 368 R.-M. bei St Si.

Der Wettbewerb um die Köln-Mülheimer Brücke hat der Stadt Köln eine Fülle sehr schöner und kühner Entwürfe geliefert. Die Brückenbauanstalten, denen zur Bearbeitung der Entwürfe nur eine kurze Zeit zur Verfügung stand, haben Erstaunliches geleistet. Die Entwürfe enthalten manchen neuen Baugedanken und manche neue wertvolle Einzelheit. Allen Entwürfen ist das Streben nach Klarheit und Einfachheit und nach dem Freihalten des Ingenieurbauwerkes von allen unnötigen Zutaten und Schmuckformen eigen. Der Fortschritt gegen frühere Wettbewerbe ist unverkennbar.

Leider ist dieses erfreuliche Bild des Wettbewerbes durch einen für jeden vorurteilsfreien und wirklich sachverständigen Fachmann unverständlichen und bedauerlichen Streit um die Köln-Mülheimer Brücke arg getrübt worden. Der Streit hat dem Ansehen der deutschen Ingenieurwissenschaft sehr geschadet. Wir behalten uns deshalb vor, im Interesse der deutschen Brückenbauwissenschaft mit aller Offenheit und Deutlichkeit auf diesen unerfreulichen Streit zurückzukommen.

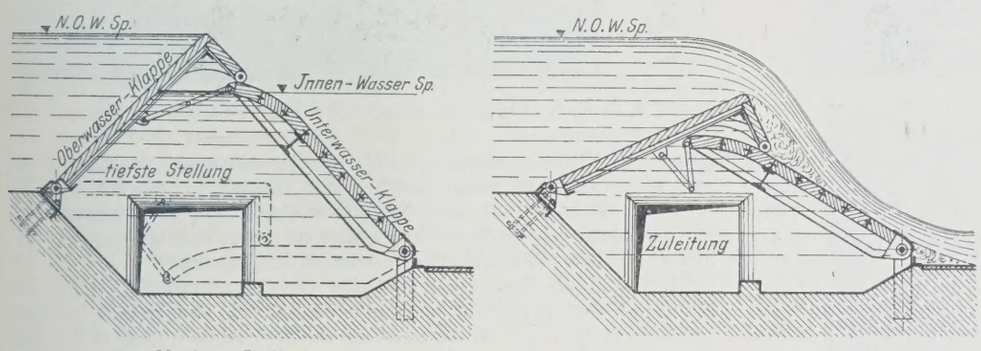
Berichtigung: Nach einer Mitteilung der Gesellschaft Harkort ist der Bearbeiter des künstlerischen Teiles des Entwurfes „Rheinmetropole“ (Heft 19, S. 274) Herr Prof. E. Fahrenkamp in Düsseldorf-Stockum. Herr Prof. Bruno Paul hat nur den künstlerischen Teil des Entwurfes „Weltstadt“ (Heft 19, S. 275) bearbeitet.

Alle Rechte vorbehalten.

Das hydraulische Dachwehr.

Von Dipl.-Ing. **J. Huber**, Zürich.

„Zur Frage der Eisabführung an Wehren“ und über verwandte Fragen im Bau beweglicher Wehre sind in der „Bautechnik“ 1925 (Heft 18) und 1926 (Heft 5, 21 und 55) beachtenswerte Aufsätze von Ministerialdirektor Dr.-Ing. Ottmann, Oberbaurat Geisse und Prof. Dr.-Ing. Kulka erschienen. Es wurde darin erwähnt, daß die Eisabführung am einfachsten und mit geringstem Wasserverlust durch versenkbare Wehre bewirkt werden könne. Allerdings wurden gegen diese verschiedene Bedenken geltend gemacht, und Prof. Dr. Kulka bezeichnet es geradezu als sein „konstruktives Evangelium“, kein in die Sohle versenkbares Wehr zu bauen, wenn man nicht unbedingt dazu genötigt sei.



Höchste Stellung. Zwischenstellung.

Abb. 1. Querschnitte durch das hydraulische Dachwehr.

Diese Abneigung gegen versenkbare Wehre wird meistens begründet mit den durch die tiefe Gründung der Wehrkammer bedingten hohen Kosten, dem Vorkommen beweglicher Teile unter Wasser und der Schwierigkeit einer zuverlässigen und haltbaren Drempeldichtung. Es ist aber ein versenkbares Wehr nicht genannt worden, das in der Überwindung dieser Übelstände einen großen Fortschritt bedeutet und deshalb in den letzten Jahren vielfach, beispielsweise auch bei dem Strubklammwerk (s. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 12) ausgeführt worden ist.

Es ist dies das hydraulische Dachwehr nach den Patenten der Ingenieure Huber und Lutz in Zürich, eine verbesserte Ausführungsform der in Nordamerika unter dem Namen „Beartrap-Wehre“ längst bekannten und in großen Abmessungen für Schiffahrtzwecke erstellten Doppelklappenwehre.[1])

Wie aus Abb. 1 ersichtlich, besteht das Dachwehr aus zwei um wagerechte Achsen drehbaren Klappen, die übereinandergreifen und sich beim Einleiten von Wasser in die Wehrkammer zu einem dachförmigen Staukörper aufstellen. Die Dichtungen längs den beiden Drehachsen bestehen aus am Unterbau befestigten Blechen, die sich tangential an den unteren Klappenrand legen. Dieser besteht aus einem starken Eisenblech, das je nach der Stauhöhe des Wehres, die die Stärke der Scharnierlager bedingt, mit einem Halbmesser von 6 bis 12 cm mit Mittelpunkt in der Drehachse abgebogen ist. Die Reibung an der Dichtung wirkt mithin beim Dachwehr nur mit diesem kleinen Hebelarm bezüglich der Drehachse der Klappe. Beim Sektorwehr wirkt die Reibung der Dichtung am Brustschild mit einem Hebelarm, der ungefähr das 1,4-fache der Stauhöhe beträgt, beim Trommelwehr die Reibung des Endes der Gegenklappe an der Trommel mit einem Hebelarm, der meist etwas größer ist als die Stauhöhe. Wenn also Ablagerungen in der Wehrtrommel oder vor dem Sektor sich bilden, erzeugen sie einen großen Bewegungswiderstand. Diese Wehrarten können deshalb nur an Stellen, wo der Drempel vom Geschiebe nicht erreicht wird (Floßgassen, Überfälle) oder in Flüssen mit wenig und feinkörnigem Geschiebe verwendet werden. Das Dachwehr dagegen wird auch von gröbstem Geschiebe in seiner Wirkung nicht gestört, das Geschiebe geht ungehindert über die Klappen hinweg und kommt mit den Scharnierlagern nicht in Berührung.

Dagegen ist auch bei sorgfältigster Ausführung der Dichtungen nicht zu vermeiden, daß sich Sand und Schlamm in der Wehrkammer absetzen. Diese Ablagerungen müssen von Zeit zu Zeit durch kräftig wirkende Spüleinrichtungen entfernt werden. Auch in dieser Beziehung ist das Dachwehr im Vorteil gegenüber den genannten zwei Versenkwehren, indem die Tiefe der Wehrkammer unter dem Drempel, einschließlich des für die Spülung erforderlichen Raumes, nur das 0,75-fache der Stauhöhe beträgt, während die anderen eine Tiefe von mehr als der Stauhöhe erfordern. Neben der Erleichterung der Spülung bringt dies für das Dachwehr eine Verminderung der Gründungstiefe und damit der Kosten.

In der „Bautechnik“ 1926, Heft 55, stellt Oberbaurat Geisse vier Forderungen auf, die ein Wehrverschlußkörper für die Fälle der Eisbildung zu erfüllen hat. Es soll untersucht werden, ob das Dachwehr dies tut.

1. Der Staukörper des Wehres muß gegen die stärksten Stöße der treibenden Eisschollen und gegen Eispressungen standsicher sein. Diese Forderung ist bei Dachwehren auch von größter Lichtweite leicht zu erfüllen. Die Tragkonstruktion sind die im Abstande von rd. 2 m angeordneten eisernen „Dachbinder“, die die äußeren Kräfte mittels Scharnierlagern auf den festen Unterbau übertragen. Zwischen den Bindern ist ein Holzbelag eingespannt. Die Lichtweite hat mithin, im Gegensatze zu den zwischen den zwei seitlichen Auflagern auf Biegung beanspruchten Verschlußkörpern, wie Schützen, Walzen, Segmentwehren, keine Bedeutung für die Bemessung der Bauteile.

Beim hydraulischen Dachwehr kann aber eine die normale wesentlich überschreitende Beanspruchung durch Eisstöße und Eispressungen überhaupt nicht auftreten, indem der Staukörper bei Vermehrung des Druckes auf die Oberwasserklappe nachgibt. Die Klappen falten sich etwas zusammen, wobei Wasser aus dem Dachraum verdrängt werden muß. Die Bewegung des Wehres geschieht also unter hydraulischer Bremsung und gelangt zum Stillstande, sobald der Überdruck zu wirken aufhört.

2. Die Forderung, den Staukörper so zu gestalten, daß die Eisschollen frei und ungehindert abgeführt werden und weder ihn selbst, noch seine Bewegungseinrichtungen und das Staubett gefährden, erfüllt das Dachwehr in besonderem Maße. Während das Sektorwehr, das in seiner Wirkungs-

[1]) Vergl. Handbuch der Ing.-Wissenschaften, Band Stauwerke, 1912.

weise dem Dachwehr am nächsten kommt, den ankommenden Eisschollen eine nahezu, das Versenkschütz eine vollkommen senkrechte Wand entgegenstellt, an der Schollen mit größerem Tiefgang anstoßen können, ist die Stauwand des Dachwehres in der Schlußstellung unter 45°, in Zwischenstellungen unter einem noch kleineren Winkel gegen die Wagerechte geneigt. Die Eisschollen klettern also gleichsam auf dieser schrägen Fläche hinauf und werden bei geringer Absenkung der Wehrkrone, mithin kleinstmöglichem Wasserverlust, über diese weggespült.

Bis zu mittleren Stellungen des Dachwehres bildet die Unterwasserklappe eine stark abfallende Fläche, die das über die Krone fließende Wasser mit den Eisschollen ohne heftigen Stoß aufnimmt und ins Unterwasser ablenkt. Abb. 2 zeigt das Ablassen von Geschiebeeis über ein Dachwehr.

3. Nach der dritten Forderung soll der Verschlußkörper und die Bewegungseinrichtung so angeordnet werden, daß möglichst wenig Stellen vorhanden sind, wo bewegliche mit festen Teilen so zusammenfrieren können, daß das Bewegen des Wehrverschlusses stark erschwert wird. Beim hydraulischen Dachwehr bewegt sich der Staukörper durch das im Dachraum eingeschlossene Wasser, dessen Druckhöhe seinerseits durch Regelungseinrichtungen beeinflußt wird. Diese sind in abgedeckten Schächten in einer Wehrwange oder einem Zwischenpfeiler untergebracht

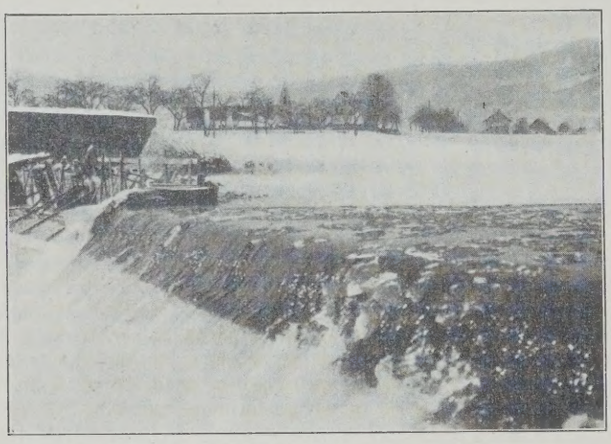


Abb. 2. Dachwehr in der Aupa bei Eisgang.

und dem Einfrieren überhaupt nicht ausgesetzt oder leicht davor zu schützen. Die Stellen des Verschlußkörpers, wo ein Zusammenfrieren stattfinden könnte, sind die Dichtungen längs den beiden wagerechten Drehachsen und an den Wangenmauern, ferner die Berührungslinie der beiden Wehrklappen.

Nun ist die Dichtung längs der Oberwasserachse bei allen, die Dichtung längs der Unterwasserachse bei tiefliegenden Wehren ständig unter Wasser, vor dem Einfrieren demnach geschützt. Aber auch bei Wehren, deren untere Drehachse über dem Unterwasserspiegel liegt, konnte bisher ein Zusammenfrieren der Dichtung, das die Beweglichkeit des Wehres behindert hätte, nicht beobachtet werden. Im Bedarfsfalle könnte hier übrigens leicht eine Heizung angebracht werden. Dem Einfrieren am meisten ausgesetzt ist die Dichtung der Unterwasserklappe gegen die Wangenmauern. Diese können aber bei strenger Kälte auf einfache Weise elektrisch oder mit Koksofen geheizt werden. Die Berührungslinie der beiden Klappen kann bei richtiger Bedienung des Wehres leicht eisfrei gehalten werden, indem das Innenwasser bei geschlossenem Wehr tiefer als die Spitze der Unterwasserklappe steht und deshalb kein Wasser dort austritt.

Ein Einfrieren des Wehrverschlusses kann außerdem dadurch verhindert werden, daß das Dachwehr in seiner Schlußstellung mittels einer einfachen Vorrichtung verriegelt wird, worauf der Dachraum unter Haltung des vollen Staues entleert wird. Ein Ansetzen von Eis längs den Dichtungen der Unterwasserklappe und längs der Berührungslinie der beiden Klappen ist dann ganz ausgeschlossen. Soll nun der bei Witterungsumschlag eintretende Eisstoß abgelassen werden, so wird der Dachraum mit Wasser gefüllt, das Dachwehr entriegelt und nach Bedarf niedergelegt. Bei größeren Wehranlagen sind mindestens zwei Dachwehre vorhanden, von denen das eine zur Regelung der gewöhnlichen Wasserführung im Winter genügt, weshalb das andere ohne Bedenken verriegelt und zur Abführung der Eisstöße in Reserve gehalten werden kann.

Die Möglichkeit, das Dachwehr in der Schlußstellung verriegeln und den Innenraum begehen zu können, dürfte auch die Bedenken, die gegen seine Betriebssicherheit als versenkbares Wehr vorgebracht werden, entkräften. Wenn das Dachwehr verriegelt ist, kann die Unterwasserklappe überholt und die Lagerbolzen und Dichtungen können, wenn nötig, ausgewechselt werden. Bei tiefliegenden Wehren muß allerdings, um die Dichtung längs der unteren Drehachse zugänglich zu machen, das Unterwasser abgepumpt werden. Um die Oberwasserklappe zu überholen, wird auf sie ein in der Breite über zwei Binder reichender Klebkasten gelegt.

4. Die vierte Forderung, den Verschlußkörper und die Bewegungseinrichtung so stark auszubilden, daß eingefrorene Teile beim Bewegen des Wehres auch bei Anwendung von Gewalt ohne Schaden für das Wehr losgerissen werden können, erfüllt das Dachwehr ohne Schwierigkeit. Die Dichtungen werden nur dann einfrieren, wenn das Wehr geschlossen, d. h. nicht überströmt ist. Durch Absenken des Innenwassers unter den für den Gleichgewichtszustand erforderlichen Stand kann eine sehr große Zusatzkraft gewonnen werden, die mehr als genügt zum Losreißen der Dichtungen von den Wangenmauern, bezw. von den abgebogenen Blechen längs den Drehachsen, wo die Adhäsion, wie oben erwähnt, ohnehin nur mit kleinem Hebelarm der Bewegung entgegenwirkt.

Beim Niederlegen des Dachwehres bewegen sich die Klappen in den eisfreien Dachraum hinein, müssen also außen sich ansetzendes Eis nicht wegstoßen, sondern sich nur von ihm ablösen. Die oft geäußerte Befürchtung, daß das Wasser im Wehrinnern zu einem Eisblock gefriere und das Dachwehr so zu einem festen Wehr werde, ist für das mitteleuropäische Klima unbegründet. Bei der gebräuchlichen Ausführung der Dachwehre mit Holzfüllung zwischen den Bindern ist der Wärmeverlust durch die der kalten Luft ausgesetzte Unterklappe so gering, daß er durch die Bodenwärme auf die Wehrkammersohle und den Wärmeinhalt des vom O.-W. her zufließenden Sickerwassers ersetzt wird.

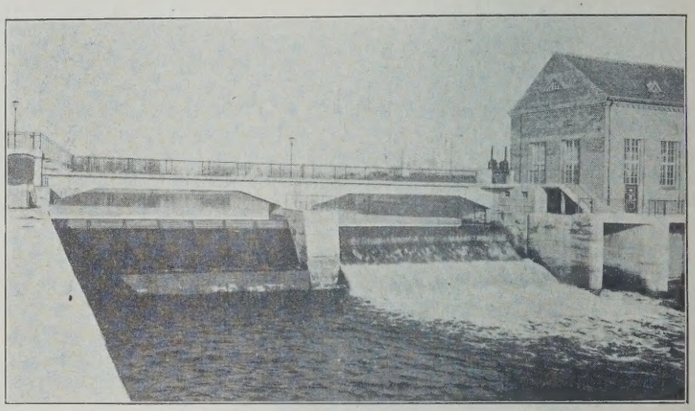


Abb. 3. Dachwehr des Kraftwerkes Groß-Wohnsdorff.

Bei dem für das „Ostpreußenwerk“ erstellten Dachwehr mit zwei Öffnungen von je 15,75 m Lichtweite und 2,05 m beweglicher Stauhöhe sind nach G. Broeg[2]) zur Vermeidung von Eisbildung entlang den Seitendichtungen in den Betonwänden elektrisch heizbare Kanäle angebracht, deren Wirkung deutlich erkennbar war. Die bisherigen Betriebserfahrungen bei dem Kraftwerk Groß-Wohnsdorff a. d. Alle lassen nach demselben Verfasser den Schluß zu, „daß das Dachwehr als eine zweckmäßige Ausführungsart beweglicher Wehre angesehen werden kann. Das Umlegen und Aufstellen des Wehres ist sehr einfach und auch bei großer Kälte in wenigen Minuten möglich. Die Eisabführung geht über das Wehr glatt vor sich“.

In Abb. 3 ist das Dachwehr Groß-Wohnsdorff dargestellt. Durch die linkseitige Wehröffnung wird die Überschuß-Wassermenge abgeführt, die rechtseitige ist geschlossen und läßt die gute Wasserdichtheit, die beim Dachwehr erreicht wird, erkennen.

Auch beim Kraftwerk Hausen des Großkraftwerks Franken-A.-G., Nürnberg, das neben zwei Doppelschützen mit versenkbarer oberer Tafel zwei Dachwehre von je 17 m Lichtweite und 3,60 m Stauhöhe hat, findet das Ablassen des Eises stets ohne Schwierigkeit und mit geringstem Wasserverlust durch die Dachwehre statt, während die Schütze eingefroren bleiben.

Allgemein ist zugunsten der versenkbaren Wehre anzuführen: Der Wegfall der Überbauten und der Notwendigkeit, den Staukörper bis über das höchste Hochwasser zu heben, die leichte Einstellbarkeit zur Feinregelung des O.-W.-Spiegels durch Überlauf und zur Eisabführung, und die geringe Beanspruchung des Sturzbettes und der Flußsohle unterhalb des Wehres. Die große Bedeutung des letzten Punktes wird erst in neuerer Zeit richtig gewürdigt, nachdem sich bei Wehren mit großer Stauhöhe Auskolkungen der Flußsohle zeigten, die zu umfangreichen und

[2]) Vergl. „Deutsche Wasserwirtschaft“ 1926, Dezemberheft.

kostspieligen Sicherungsarbeiten Anlaß gaben. Seither wurde darauf hingearbeitet, auch die hebbaren Wehrverschlüsse mit absenkbaren Teilen auszurüsten. Diese Bemühungen waren bisher von praktischem Erfolg gekrönt beim Schützenwehr (Doppelschützen, Eisklappen) und neuerdings nach den oben angeführten Aufsätzen beim Segmentwehr. Diese Hilfseinrichtungen sind aber aus konstruktiven Gründen bei Verschlüssen von großer Spannweite nur vorteilhaft, wenn auch die Stauhöhe ein gewisses

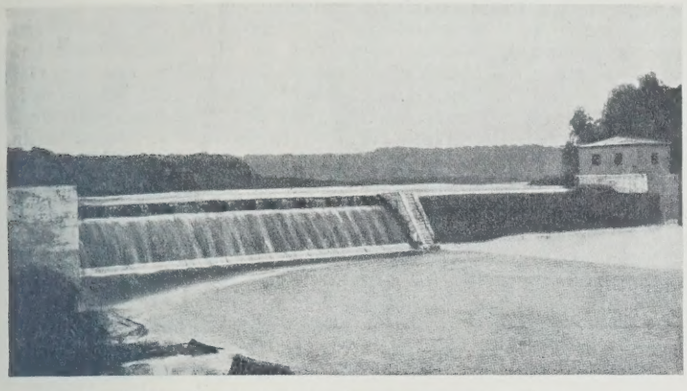


Abb. 4. Dachwehr in der Lausitzer Neiße bei Rothenburg (O.-L.).

Maß, vielleicht 3 bis 4 m erreicht. Bei kleineren Stauhöhen würden sie den Wehrverschluß unverhältnismäßig verteuern. Das Dachwehr dagegen ist gerade für Stauhöhen bis 3 bis 4 m besonders vorteilhaft; für größere nimmt der Preis im Verhältnis zur Einheit des Stauquerschnittes schnell zu. Immerhin ist es für Stauhöhen von 6 bis 7 m noch wohl verwendbar. Bei Wehröffnungen von großer Stauhöhe und Lichtweite beruht ein Vorteil des Dachwehres noch darin, daß der Wasserdruck auf den Verschlußkörper nicht von einzelnen Pfeilern aufgenommen werden muß, die sehr große Abmessungen erhalten, sondern daß sich die Auflagerdrücke auf den ganzen Unterbau gleichmäßig verteilen. Die Pfeiler zwischen den einzelnen Wehröffnungen sind nur Scheidewände und können deshalb schmal gehalten werden.

Endlich läßt sich das Dachwehr leicht selbsttätig wirkend einrichten. Diese Möglichkeit ist nicht bei jedem hydraulischen Wehr ohne weiteres gegeben. Die hydrostatischen Verhältnisse müssen so sein, daß der Wehrverschluß nicht nur in den Endstellungen, sondern auch in jeder Zwischenstellung unter normalem O.-W.-Spiegel ohne fortwährendes Einstellen der Regelungsvorrichtung gehalten werden kann. Hydraulische Wehre, die diese Bedingung nicht erfüllen, wie das Trommelwehr und das ursprüngliche amerikanische Beartrapwehr, sind nur für Zwecke der Schiffahrt geeignet, für die sie entweder ganz aufgestellt oder ganz niedergelegt sein müssen. Beim Dachwehr konnte durch geeignete Krümmung der Unterwasserklappe erreicht werden, daß auch in jeder Zwischenstellung ohne oder mit geringer Änderung des Innenwasserspiegels sich ein Gleichgewichtszustand einstellt (Abb. 4).

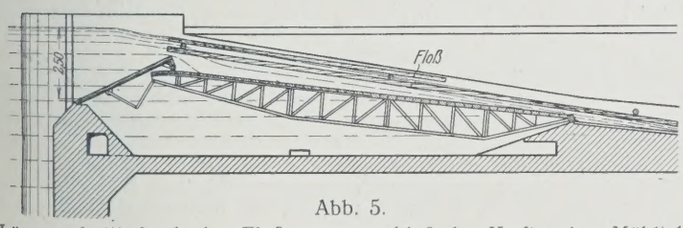


Abb. 5.
Längenschnitt durch den Floßgassenverschluß des Kraftwerkes Mühltal.

Besondere Regelungseinrichtungen bewirken, daß beim Überschreiten des Stauspiegels Wasser aus dem Dachraum abfließt, bis die Wehrkrone die zur Abführung des Überschußwassers erforderliche Stellung eingenommen hat, in dieser stehen bleibt, so lange sich die Wasserführung nicht ändert, und bei deren Abnahme sich wieder hebt. So bietet das Dachwehr eine große Sicherheit gegen Überstau und Hochwassergefahr, indem es unabhängig ist vom rechtzeitigen Eingreifen der Wehrbedienung oder von den Störungsquellen einer elektrischen Fernbetätigung. Unabhängig von der selbsttätigen Regelung lassen sich auch die größten Wehröffnungen durch Bedienung kleiner Schützen durch einen einzelnen Mann mühelos betätigen.

Seit 1914 sind in 50 Anlagen über 70 Dachwehrklappen mit Lichtweiten bis über 30 m und Stauhöhen bis 3,60 m erstellt worden. Abb. 4

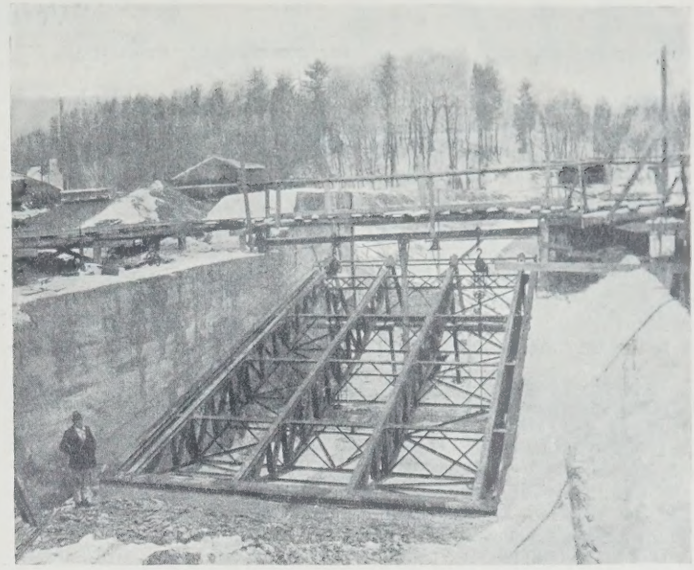


Abb. 6. Eisenkonstruktion des Floßgassenverschlusses.

zeigt ein größeres Dachwehr mit zwei Öffnungen von je 25 m Lichtweite und 2,80 m Stauhöhe. Dachwehre von 4 m Stauhöhe sind zurzeit im Bau, ein solches von 6 m Stauhöhe soll demnächst folgen. Die Klappen großer Breite bei großer Stauhöhe machten zunächst Schwierigkeiten in der gleichmäßigen Bewegung. Seitdem aber die Unterwasserklappe mit einer räumlichen Versteifung versehen wird, bewegen sich auch solche Klappen vollkommen gleichmäßig.

Es sei noch auf eine eigenartige Ausführung eines Dachwehres als Floßgassenverschluß hingewiesen, die für das Kraftwerk Mühltal der Isarwerke G. m. b. H., München, gemacht wurde. Die Flößerei geschieht

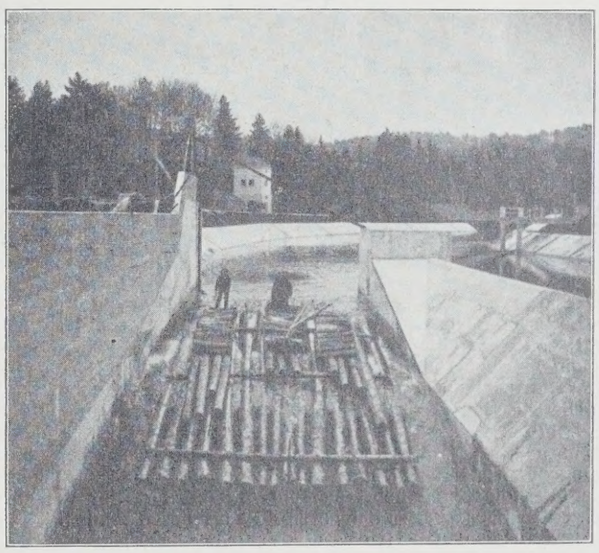


Abb. 7. Floß beim Durchgang durch die Floßgasse.

durch den Werkkanal, der zugleich als Speicher für Belastungsspitzen benutzt und beim Kraftwerk bis zu 2 m abgearbeitet wird. Um bei allen Wasserständen vom Vollstau bis 2 m darunter flößen zu können, war ursprünglich eine am unteren Ende drehbare Rinne vorgesehen, die oben entsprechend dem Flößwasserspiegel eingestellt und mit einem Schütz abgeschlossen worden wäre. Man entschloß sich dann zu einem Dachwehr nach Abb. 5, das statt des Schützes den Abschluß bewirkt und dessen lange Unterwasserklappe als verstellbarer Boden der Flößrinne dient. Das Dachwehr wird bei den verschiedenen O.-W.-Ständen gerade so viel gesenkt, daß die Flöße über seine Krone hinweggehen, worauf sie auf der Unterwasserklappe abrutschen. Die Breite der Floßgasse ist 7,50 m. Aus Abb. 6 ist die Eisenkonstruktion während der Aufstellung ersichtlich, Abb. 7 zeigt ein Langholzfloß über dem niedergelegten Dachwehr.

Vermischtes.

Änderung der Anweisung für die statische Prüfung durch Prüfingenieure.

Erlaß des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt vom 21. Februar 1927 (II. 8. Nr. 100).

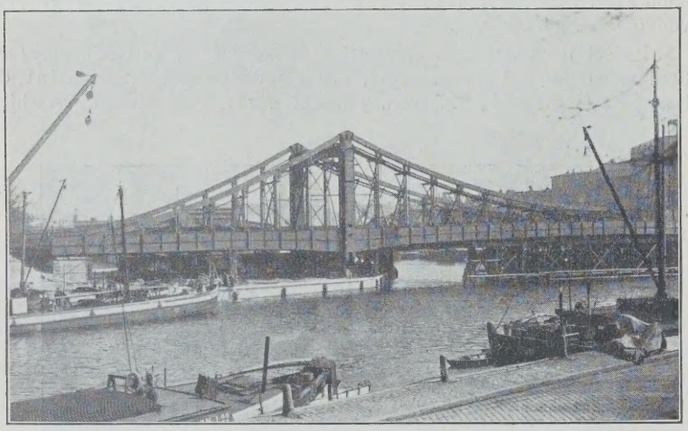
Die mit meinem Runderlaß vom 3. Dezember 1926[1]) mitgeteilte Anweisung für die statische Prüfung durch Prüfingenieure ändere ich hiermit wie folgt ab:

In Ziff. 2, Abs. 2 werden die Worte „außer einem Vertreter des Ministers für Volkswohlfahrt, als Vorsitzendem" gestrichen.

Hinter Abs. 2 ist folgender Absatz neu einzufügen: „Zu sämtlichen Ausschußberatungen ist ferner ein besonders dazu bestimmter Vertreter des Ministers für Volkswohlfahrt einzuladen, der beratende, aber nicht beschließende Stimme im Ausschuß hat".

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Bezirksgruppe Brandenburg. Am 28. April wurde unter Führung des Magistratsbaurates Cornehls der Umbau der Schiffseinfahrt nebst Straßenbrücke am Humboldthafen in Berlin besichtigt. Dieses Bauwerk, das zur Verbesserung der Verkehrsverhältnisse zu Wasser und zu Lande an dieser Stelle der Großstadt dienen soll, ist nicht nur für die Berliner und die Märkische Schiffahrt zwischen Elbe und Oder von großer Bedeutung, sondern auch ingenieurtechnisch und städtebaulich beachtenswert.

Die Notwendigkeit des Umbaues der vor etwa 75 Jahren errichteten, dem Wasserverkehr nicht mehr genügenden drei Schiffseinfahrten, sowie der ebenso alten, baufällig gewordenen Überführung des Friedrich-Karl-Ufers rechts der Spree, ferner die Erfordernisse und Ausführungsmöglichkeiten einer Neuanlage, aber auch die Schwierigkeit, bei den gedrängten Raum- und Verkehrsverhältnissen zwischen den vielen sich widerstreitenden Belangen einen geeigneten Ausgleich zu schaffen, sind in der „Bautechnik" 1924, Heft 49/51 und 1925, Heft 11, sowie in der „Zeitschrift für Binnenschiffahrt" vom 15. September und 15. Oktober 1924 vom Verfasser eingehend erörtert werden.



Der zwischen den beteiligten Reichs- und Staatsbehörden und der Stadt Berlin, der unterhaltungspflichtigen Eigentümerin der Anlage, im Jahre 1924/25 endgültig vereinbarte Entwurf sah für den Gesamtumbau großzügig eine geräumige, trichterförmige Schiffseinfahrt von 60 bezw. 90 m Weite und von 4 m l. Höhe über dem Hochwasser der Spree nebst freien Uferladestraßen, sowie im alten Straßenzuge eine neue Hängebrücke von rd. 170 m Länge und 16 m Lichtbreite, mit drei Öffnungen von rd. 96 m und je rd. 36 m Stützweite vor, und zwar unter völliger Beseitigung der bestehenden, nur einem geringem Verkehr dienenden Alsenbrücke über die Spree nebst starkem Mittelpfeiler. Ihr Verkehr mußte zunächst den benachbarten Spreebrücken zugewiesen werden. Bei dem im Jahre 1925 begonnenen Umbau der Verkehrsanlage sind die Beseitigung des alten Uferüberganges aus dem Flußbett und der Bau der vier Pfeiler (zum Teil mit Preßluftgründung), sowie die Errichtung der neuen Einfahrtsufermauern bereits vollendet; zurzeit wird über dem fertigen Unterbau auf Montagegerüsten nur noch die Hängebrücke eingebaut, die dem Vernehmen nach noch in diesem Jahre dem Verkehr übergeben werden soll.

Bei der Wahl des Brückensystems, die von vornherein mit der Gestaltung der Schiffahrtöffnung untrennbar verbunden war, schien bei den allgemeinen Vorentwürfen in höherem Maße als Bogen- und Balkenbrücke allen praktischen, verkehrstechnischen und ästhetischen Anforderungen grundsätzlich eine Hängebrücke in Stahl — straffe Form ohne Zierrat und Monumentalarchitektur — am meisten zu genügen, falls sich die Aufnahme des großstädtischen Verkehrs mit der diesem System eigenen Gefälligkeit der Erscheinung im einzelnen vereinigen lassen sollte — z. B. schlanker Versteifungsträger unter der Fahrbahn am Bord mit ausgekragten Gehwegen. Denn gerade der gleichmäßige belebende Linienverlauf, die Betonung des durchgehenden Verkehrsbandes und die weitmaschige Gliederung, sowie der einfache Landanschluß und das klare, niemals verwirrende Stabgebilde, zeichnen die Hängebrücke aus, die sich — vor allem bei großen Weiten — im Landschafts- und Städtebild bei leichter Form vorzüglich ausnimmt. Sie dürfte auch hier die städtebaulichen Forderungen, wie Freihaltung und Hebung des Städtebildes, die äußerst geringe Beschränkung des Umblicks und des Verkehrs, ferner die freundliche, sich der Umgebung anpassende Gesamterscheinung, am ehesten erfüllen. Der Entwurf der Berliner Spree-Brücken stellt bei der Eigenart der Verhältnisse nicht geringere Ansprüche als die Gestaltung von Rheinbrücken.

Von der zurzeit im Bau befindlichen Brücke, wie sie zur Ausführung kommt, gibt die Abbildung eine Teilansicht, von der Spree aus gesehen. Das ganze Bauwerk wird erst voll und frei in die Erscheinung treten, wenn es an das Ufer angeschlossen und von allen Hilfsgerüsten befreit sein wird. Möge die neue Verkehrsanlage der Schiffahrt und dem Hafenumschlag die ersehnte Freiheit für Übersicht und Bewegung bringen und die Straßenbrücke ein würdiges Verkehrsglied der Reichshauptstadt werden.

Dr.-Ing. Friedrich Herbst, Regierungs- u. Baurat, Berlin.

[1]) S. „Die Bautechnik" 1927, Heft 4, S. 55.

Hafenverband des Rheinstromgebietes. Die diesjährige Hauptversammlung in Verbindung mit der Jahresversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft findet statt am 26. Mai 1927, nachm. 5 Uhr im Stadtverordneten-Sitzungssaal zu Duisburg. Der Hauptversammlung geht am gleichen Nachmittag in der städtischen Tonhalle eine Tagung der deutschen Binnenhäfen voraus mit einer Aussprache über das Verhältnis der Reichsbahn zu den Binnenwasserstraßen.

Regierungsbaurat Wehrspan, Wanne, spricht über „Reichsbahn und Binnenschiffahrtverkehr" und Dr. Schmitz, Duisburg, über „Die Stellung von Binnenschiffahrt und Hafenwesen in der deutschen Volkswirtschaft".

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 10. Mai ausgegebene Heft 9 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Wochenendhäuser auf der Ausstellung „Das Wochenende", Berlin. Architekt: Georg Stein. — Dr. P. Martell: Über Bauholz.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Linow, Mitglied der R. B. D. Elberfeld, als Mitglied zur R. B. D. Berlin und Dr.-Ing. Tecklenburg, Vorstand des R. B. A. Stettin 2, als Mitglied zur R. B. D. Münster (Westf.), die Reichsbahnräte Kuhl, Vorstand des Reichsbahn-Verkehrsamts Allenstein, als Vorstand zum Reichsbahn-Verkehrsamt Frankfurt (Oder), Dr. jur. Haustein, bisher bei der R. B. D. Magdeburg, zum R. Z. A. in Berlin, Dr. jur. Kalischek, bisher bei der R. B. D. Essen, zur R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), Löliger, Vorstand des R. B. A. Stargard (Pom.) 2, als Vorstand zum R. B. A. Stettin 2, Funke, Vorstand des R. B. A. Köln-Deutz 2, als Mitglied zur R. B. D. Elberfeld, Paul Krüger, Vorstand des R. B. A. Berlin 10, als Mitglied zur R. B. D. Elberfeld, Nagel, Vorstand des R. B. A. Leipzig 2, als Mitglied zur R. B. D. Berlin, Schnell, Vorstand des R. B. A. Halle (Saale) 1, als Vorstand zum R. B. A. Leipzig 2, Freyss, Vorstand des R. B. A. Aachen, als Mitglied (auftrw.) zum R. Z. A. in Berlin, Dr.-Ing. Remy, Vorstand des R. B. A. Königsberg Pr. 1, als Mitglied (auftrw.) zur R. B. D. Berlin, Haessner, Vorstand des R. B. A. Hersfeld, als Mitglied (auftrw.) zur R. B. D. Kassel, Heyden, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Düsseldorf, als Vorstand zum R. B. A. Köln-Deutz 2, Bühl, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Halle (Saale), als Vorstand zum R. B. A. Hersfeld, Richard, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Rotenburg (Han.), als Vorstand zum R. B. A. Aachen, Daub, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Wesel, als Vorstand zum Reichsbahn-Neubauamt Düsseldorf, Stärk, bisher beim R. B. A. Münster (Westf.) 1, als Vorstand zum Reichsbahn-Neubauamt Rotenburg (Han.), Ehrenberg, bisher bei der R. B. D. Essen, als Vorstand zum Reichsbahn-Neubauamt Wesel, Andreä, bisher beim Reichsbahn-Bauamt Ludwigsburg, als Vorstand zum R. B. A. Stargard (Pom.) 2, und Steinau, bisher beim Reichsbahn-Abnahmeamt Köln, als Vorstand zum R. M. A. Flensburg, sowie der Reichsbahnbaumeister Opitz, bisher bei der R. B. D. Berlin, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Lauban.

Übertragen: den Reichsbahnräten Leopold und Scheunemann in Oppeln die Stellung eines Mitgliedes bei der dortigen R. B. D., Ranafier, Vorstand des R. B. A. Königsberg (Pr.) 2, die Stellung als Vorstand des R. B. A. 1 daselbst.

Überwiesen: Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Heineck, Vorstand des R. B. A. Berlin 3, als Mitglied zur R. B. D. Berlin, die Reichsbahnräte Arnoldt vom R. B. A. Berlin 3 zum R. B. A. Berlin 6, Binder von der R. B. D. Berlin als Vorstand zum R. B. A. Berlin 10, Frorath von der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft als Vorstand zum R. B. A. Berlin 3, Augustin vom R. B. A. Berlin 1 zur R. B. D. Berlin und Reichsbahnbaumeister Böttcher von der R. B. D. Berlin zum R. B. A. Berlin 1.

Preußen. Versetzt: der Regierungsbaumeister (W.) Straat (bisher beurlaubt zum Reichsverkehrsministerium) an das Oberbauamt in Greifenhagen.

INHALT: Die Fernwasserleitung der Stadt Sofia. — Ergebnis des engeren Ausschreibens zur Erlangung von Entwürfen für den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim zum Ersatz der Schiffbrücke. (Schluß.) — Das hydraulische Dachwehr. — Vermischtes: Änderung der Anweisung für die statische Prüfung durch Prüfingenieure. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Bezirksgruppe Brandenburg. — Hafenverband des Rheinstromgebietes. — Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 20. Mai 1927. Heft 22

Bau einer elektrischen Hubbrücke über den Hunte-Ems-Kanal innerhalb der Stadt Oldenburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat **Popken**, Vorstand des Wasserstraßenamts Oldenburg i. O.

In der „Bautechnik“ 1923, Heft 23, S. 213, und 1924, Heft 5, S. 33, wurde über den Ausbau des Hunte-Ems-Kanals auf seiner Strecke von Oldenburg bis Kampe Näheres berichtet.

Der annähernd 44 km lange Hunte-Ems-Kanal ist etwa in der Mitte des vorigen Jahrhunderts in kleinen Abmessungen mit einer Wasserspiegelbreite von 13,50 m, einer Wassertiefe von 1,50 m und einer Sohlenbreite von 9 m erbaut worden. Er verbindet, wie der Name sagt, die Hunte, den linkseitigen Nebenfluß der Weser, mit der Ems. Sowohl in der Hunte als auch in der Ems macht sich Ebbe und Flut bemerkbar. Der Kanal verläuft durch die großen Hochmoorgebiete in ost-westlicher Richtung im Westen des Oldenburger Freistaats und diente früher neben der Kleinschiffahrt auch besonders der Entwässerung. Es ist ihm zu verdanken, daß dort im Laufe der Jahre blühende Kolonien, Ziegeleien, Torfverwertungsfabriken und große Moorgüter entstehen konnten. Die anfangs eingebauten neun Holzschleusen wurden, nachdem sich die Höhe des Hochmoors durch Entziehung des Wassers von 10 m auf 5 bis 6 m verringert hatte, allmählich ausgebaut, so daß das Kanalbett jetzt fast ganz in den dem Moore untergelagerten Sanduntergrund, der fast in einer Höhe von + 5 N.N. liegt, eingebaut werden konnte. Der wasserführende Querschnitt des kleinen Kanals hat eine Größe von 16,87 m². Seit dem Jahre 1921 wird der auf das Reich übergegangene Hunte-Ems-Kanal auf seiner Anfangstrecke von km 0,000 (Einmündung in die Hunte) bis km 29,300 (Ortschaft Kampe) zunächst zum 600-t-Kanal vom Reich und Oldenburg ausgebaut; seine wasserführende Fläche hat nunmehr eine Größe von 66,25 m². Bei Kampe verläuft der alte Hunte-Ems-Kanal in seiner alten Abmessung fast in nördlicher Richtung weiter zur Leda und weiter zur Ems, während der geplante sogenannte Küstenkanal in Abmessung für 600-t-Schiffe nach Südwesten verläuft, um in einer Entfernung von etwa 40 km den Dortmund-Ems-Kanal zu erreichen; von diesen 40 km liegen noch etwa 12 km auf Oldenburger Gebiet; diese 12 km befinden sich seit einigen Jahren im Bau, und der größte Teil ist bereits fertiggestellt.

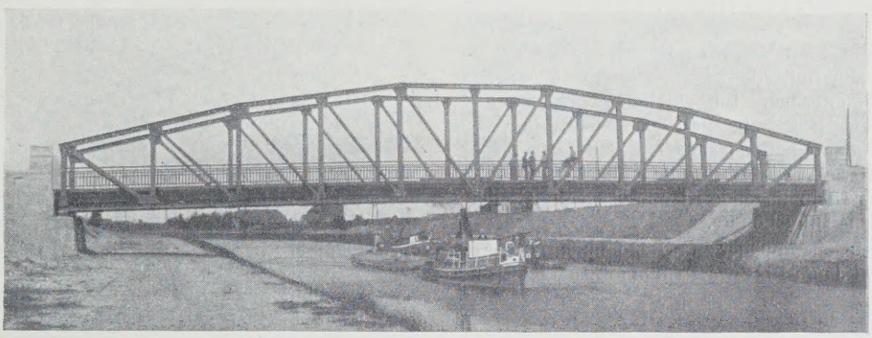


Abb. 1.

Bei dem Ausbau zum 600-t-Kanal ist sowohl bei der Enteignung des Geländes als auch bei dem Errichten von Bauwerken darauf Rücksicht genommen, daß ohne Schwierigkeiten der 1000-t-Kanal mit einem wasserführenden Querschnitt von 83,41 m² hergestellt werden kann. Die Düker Brücken und die Schleuse Oldenburg haben danach ihre Abmessungen erhalten, die Verbreiterung wird später einseitig um 5 m auszuführen sein; die Wasserspiegelbreite beträgt dann etwa 32 m.

In der Neubaustrecke befindet sich nur eine Schleuse, und zwar bei km 1,800 gleich westlich der Stadt Oldenburg. Die Scheitelhaltung des Kanals wird durch diese 105 m lange, 12 m breite Schleuse vom Ebbe- und Flutgebiet der unteren Hunte abgeschlossen. Während die Brücken über die Scheitelhaltung des Kanals sämtlich als feste Brücken mit einer Stützweite von 42 m (die beiderseitigen Treidelwege werden mit unterführt) mit einer Konstruktionshöhe von 4 m über Wasserspiegel mit festen Zu- und Abfahrrampen hergestellt werden konnten (Abb. 1), machte der Brückenbau innerhalb der Stadt Oldenburg der Bauverwaltung einige Schwierigkeiten.

Der Kanal verläuft von km 0,000 bis etwa 1,000 durch eng bebautes Stadtgebiet, außerdem liegt die Sturmfluthöhe zu dem angrenzenden Gelände hier sehr hoch.

Beim Bau des alten Hunte-Ems-Kanals wurden die Wege und Straßen fast ausschließlich durch einfach gebaute und leicht zu bedienende Klappbrücken überführt. Der Oldenburger Staat hatte Vorkehrung getroffen, daß an diesen Wegkreuzungen Kolonisten, die laut Pachtvertrag die Bedienung der Brücke mit zu übernehmen hatten, angesiedelt wurden. Der Staat übernahm den Hausbau, und die für die Bedienung aufzuwendenden Vergütungen fielen als Ausgabe für ihn nicht sehr ins Gewicht, wenn durch die Pachtermäßigung den Kolonisten bezw. Brückenwärtern eine kleine Vergütung auch gewährt wurde. Den Segelschiffen war es zudem möglich durchzufahren, ohne den Mast niederzulegen.

Auch innerhalb der Stadt Oldenburg, wo der Kanal eine Breite von etwa 20 m hatte, wurden zwei Straßenzüge mittels zweier Klappbrücken, wenn auch in etwas größeren Abmessungen überführt. Es ist dies die sogenannte Amalienbrücke bei km 0,255 (Abb. 2) und die sogenannte Cäcilienbrücke, die einen großen Fuhrwerks- und Fußgängerverkehr aufweist, etwa bei km 0,830 (Abb. 3).

Dieser Kanallauf innerhalb der Stadt ist im Jahre 1856 gebaut worden; er lag vollständig im Sande, jedoch wurden die Ufer beiderseits durch dicht an dicht gesetzte Pfähle von 12 cm mittlerer Stärke gegen Abspülen

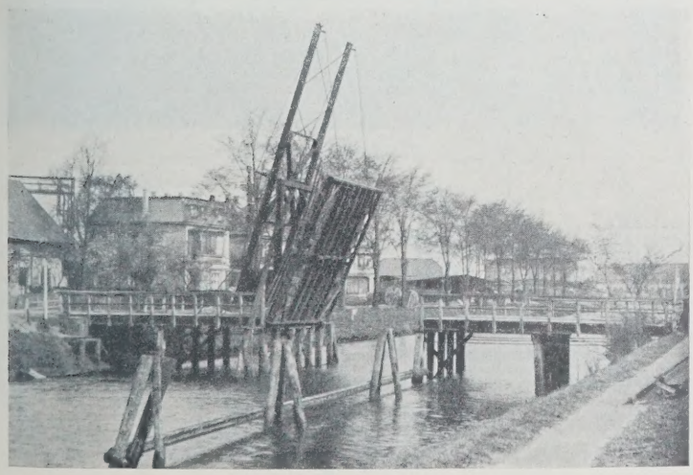


Abb. 2. Alte Amalienbrücke.

Abb. 3. Cäcilienbrücke.

gesichert; bei tiefster Ebbe war nur eine Fahrtiefe von etwa 50 cm vorhanden, so daß der Schiffsverkehr besonders bei starkem Ostwind, wo die Flut wenig hoch auflief, immer längere Zeit lahmgelegt wurde. Nach dem neuen Entwurf zum Ausbau des Hunte-Ems-Kanals wird diese Strecke derart erweitert, daß bei tiefster Ebbe noch ein Wasserstand von etwa 3 m vorhanden und der Schiffsverkehr daher immer möglich ist.

In Abb. 2 ist die alte Klappbrücke, die im Jahre 1893 erbaut wurde, dargestellt. Sie ist den obenerwähnten beweglichen Brücken über den Kanal nachgebildet worden, ihre Mittelöffnung unter der Klappe erhielt jedoch eine um 2 m weitere Durchfahrtbreite, um größere Segelschiffe und den großen Bagger der unteren Hunte durchlassen zu können. Die anderen Öffnungen, vier an der Zahl, hatten eine Weite von etwa 5 m, so daß sich eine Gesamtlänge der Brücke von 28,45 m von Uferjoch zu Uferjoch ergab. Auf dem dritten Joch wurde das hölzerne Portal, das den schweren Schwengel trug, angeordnet. Dieses Portal hatte die bedeutende Höhe von 7 m bei einer lichten Weite von nur 3,70 m. Das Bauwerk wurde anfangs von Hand bedient durch einfaches Herunterziehen des im Schwengel eingebauten Gegengewichts an herabhängenden Ketten; später wurde eine einfache Winde eingebaut, da bei starkem Winde das Hochziehen mit großen Schwierigkeiten verknüpft war. Im Jahre 1903 wurde das hohe hölzerne Portal, um Seitenschwankungen zu vermeiden, durch Verstrebungen verstärkt, auch wurden die einzelnen Pfähle der Pfahljoche durch Verschwertung fest miteinander verbunden. Im Jahre 1918 ersetzte man das hölzerne Portal durch ein eisernes, da es im Laufe der Zeit durch Witterungseinflüsse zerstört war. Im Frühling des Jahres 1926 wurde die Brücke für den öffentlichen Verkehr gesperrt und bis auf die hölzernen Pfahljoche, die für die Aufstellarbeiten der großen eisernen Hubbrücke dienen sollten, abgebrochen. Eine kleine bewegliche Fußgängerbrücke wurde seitlich der Brückenbaustelle aufgebaut, um den starken Fußgängerverkehr von der einen zur anderen Seite des Kanals zu vermitteln; der Fuhrwerksverkehr wurde für die Bauzeit ganz unterbrochen, da die etwa 700 m oberhalb liegende Klappbrücke, die Cäcilienbrücke (Abb. 3), diesen mit aufnehmen konnte.

Bei der Aufstellung des nachstehend näher zu behandelnden Entwurfes der neuen Amalienbrücke im Jahre 1921 waren nun folgende Gesichtspunkte maßgebend.

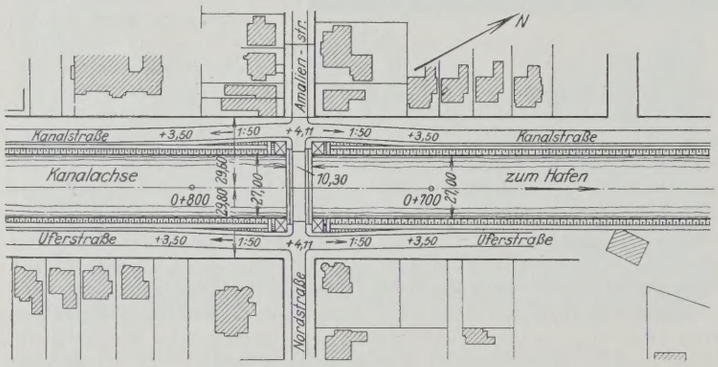


Abb. 3a. Lageplan der Brücke. Maßstab 1 : 3000.

Die lichte Weite der Brücke ergab sich aus der Breite der später auf dem erweiterten Hunte-Ems-Kanal verkehrenden Flußkanalschiffe von 10,50 m. Bei dem geforderten zweischiffigen Verkehr und bei einem Abstande von 2 m von den Uferwerken (Spundwänden) und zwischen den beiden sich kreuzenden Schiffen ergab sich daher eine Weite von 27 m (2 m + 10,5 m + 2 m + 10,5 m + 2 m = 27 m). Die Stützweite der Brücke mußte daher 28 m betragen; auf die Durchführung des beiderseitigen Treidelweges wurde auf dieser Strecke verzichtet, da an der unteren Hunte und wegen des in der Nähe gelegenen Hafens Oldenburg ein Treidelverkehr doch nicht mehr möglich war. Die Geländehöhe (Straße) lag hier auf + 3,60 N.N., das höchste Hochwasser (Sturmflut) auf + 3 N.N. Als erforderliche Durchfahrthöhe wurde hier, wie auf dem Kanal, eine solche von 4 m gefordert. Die Unterkante der Brücke mußte bei der Sturmfluthöhe von + 3 N.N. an den Auflagern auf + 7 N.N. liegen.

Die Amalienbrücke liegt im Stadtbereich Oldenburg und verbindet im Zuge der Amalien- und Nordstraße den Stadtteil Oldenburg mit dem Stadtteil Osternburg (Abb. 3a). Wegen der bereits bestehenden engen Bebauung war es nicht möglich, die beiderseitigen Straßen so hoch anzurampen, daß eine feste Brücke zu den obigen Bedingungen gebaut werden konnte. Es blieb daher nur noch der Bau einer beweglichen Brücke übrig. Der Wahl einer Drehbrücke standen die örtlichen Verhältnisse entgegen. Der Kanalquerschnitt ist im Stadtgebiet auf das kleinste zulässige Maß eingeschränkt und erhält zurzeit senkrechte Ufereinfassungen aus eisernen Larssen-Spundwänden. Auf beiden Ufern führen Straßen entlang, die bereits völlig ausgebaut sind. Es war ferner nicht gestattet, einen Drehpfeiler in der Mitte des Kanals anzuordnen, um den Schiffsverkehr nicht zu behindern. Eine einarmige Drehbrücke hätte nach der Landseite zu einen Dreharm von etwa $^2/_3$ der Spannweite, also von rd. 19 m Länge erhalten müssen, hierfür reichte aber der Platz bei weitem nicht aus. Weiterhin ist die Wahl dieses Systems wegen des großen Mehrverbrauches an Eisen unwirtschaftlich. Wirtschaftlicher wäre eine Drehbrücke mit einem Pfeiler in der Kanalmitte, jedoch mußte auch auf diese Ausführung verzichtet werden aus obengenannten Gründen und da wegen der beschränkten Geländeverhältnisse der Kanal nicht erweitert werden konnte. Die schwierige Gründung des Strompfeilers und die große Länge der Leitwerke würden außerdem das Bauwerk wesentlich verteuert und dieses System unwirtschaftlich gemacht haben. Der Verkehr mit langen Schleppzügen verbot auch von vornherein den Einbau eines Mittelpfeilers.

Bei der Wahl einer Klappbrücke galten dieselben Gesichtspunkte wie für die Drehbrücken. Ein- und zweiflüglige Klappbrücken gebrauchen für den Gegengewichtsarm einen erheblichen Platz, der nicht vorhanden war, zumal die lichte Höhe zwischen höchstem Hochwasser und Bauwerkunterkante sehr gering war. Es hätte in diesem Falle die ganze Gegengewichtskonstruktion über die lichte Durchfahrthöhe oder in die Fahrbahnhöhe gelegt werden müssen, dadurch würde die Konstruktion aber schwieriger und das Ansehen der Brücke gelitten haben; es mußte auf die Ausgestaltung des Straßenbildes Rücksicht genommen werden.

Als günstigste Lösung kam daher nur eine Hubbrücke in Betracht.

Nachdem im großen und ganzen von der Bauverwaltung die Pläne und Berechnungen, nach denen die Brücke gebaut werden sollte, festgelegt waren, wurde diese gegen Ende des Jahres 1925 beschränkt ausgeschrieben. Das günstigste Angebot machte die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., die die Herstellung der Brücke in Blechträgerkonstruktion mit an Seilen hängenden Gegengewichten in den Türmen und mit selbstsperrenden Spindeln vorschlug. Den gesamten Mechanismus hat die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg bei Mainz, selbst hergestellt und eingebaut, die eigentliche Blechträgerkonstruktion hat sie als Generalunternehmerin an die Gutehoffnungshütte in Oberhausen übergeben; der Unterbau nebst den Türmen wurde der Tiefbaufirma H. Möller, Wilhelmshaven-Rüstringen, die auch das billigste Angebot abgegeben hatte, weiter übertragen, die elektrische Einrichtung lieferte die Firma Siemens & Schuckert, Berlin.

Bevor auf die Ausgestaltung im einzelnen eingegangen wird, sollen zunächst allgemeine Gesichtspunkte, die für die Ausführung der Brücke in dieser Form in Frage kamen, kurz erläutert werden.

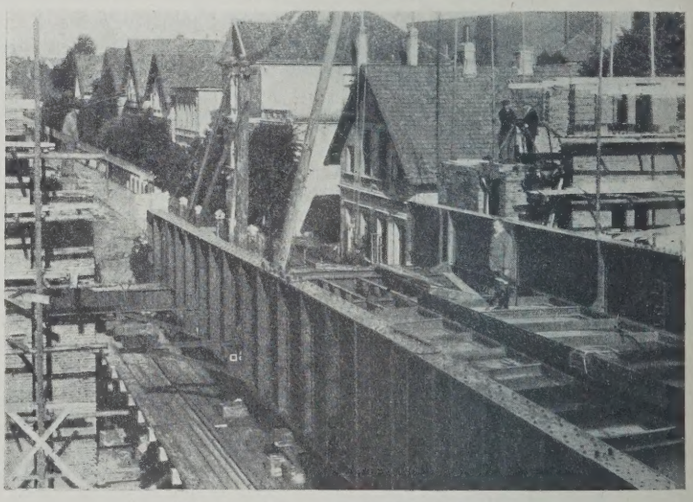


Abb. 4. Zusammenbau der Brücke.

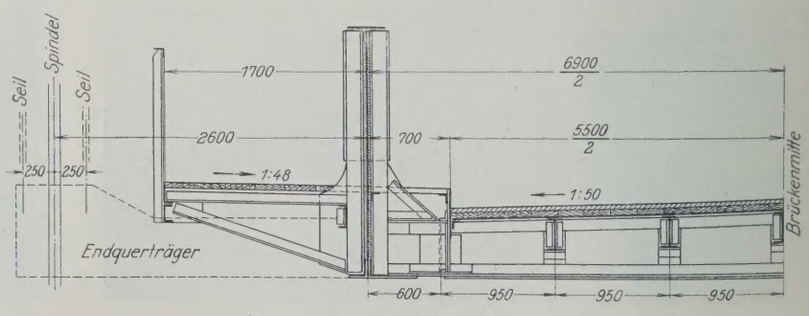


Abb. 5. Querschnitt der Brücke.

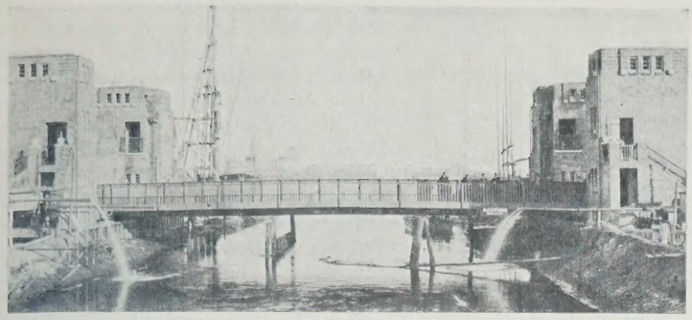


Abb. 6. Brücke in Verkehrslage.

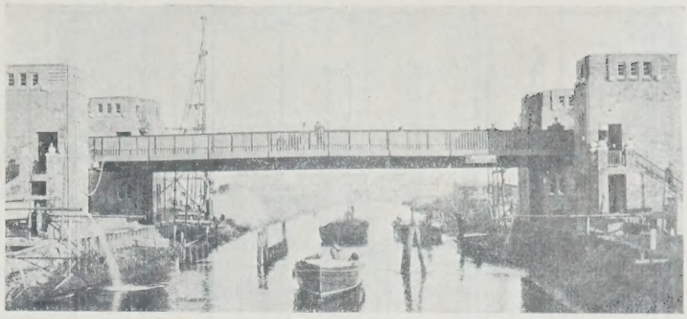


Abb. 7. Brücke in gehobener Lage.

Mit Rücksicht auf das Straßenbild wurden die Brückenauffahrten so ausgebildet, daß die Brücke an beiden Ufern von zwei massiven Pfeilern aus Klinkermauerwerk eingerahmt wurde, die gleichzeitig die Gegengewichte und die Antriebvorrichtungen in sich aufnahmen. Ferner wurde Bedacht darauf genommen, daß die Fußgänger beim Öffnen der Brücke, wenn dies auch nur einige Minuten erforderte, beim Übersteigen der hoch liegenden Brücke nicht länger aufgehalten wurden.

Bei der Ausbildung der eigentlichen Brückenkonstruktion mußte wegen der geringen Durchfahrthöhe und wegen der zu vermeidenden Anrampungen der Straßen und wegen der hoch auflaufenden Sturmfluten auf eine geringe Konstruktionshöhe ganz besonderer Wert gelegt werden, denn jede unnötige Anrampung der Straßen war wegen der dichten Bebauung unbedingt zu vermeiden. Alle diese Bedingungen wurden am besten erfüllt bei Anordnung eines vollwandigen Hauptträgers, und hier wiederum bei Anordnung des Hauptträgers zwischen der Brückenfahrbahn und den konsolartig angeordneten Fußsteigen; auf besonderen Konsolen sind die Fußwege seitlich am Blechträger ausgekragt (Abb. 4 u. 5) und vor die oberen Turmausgänge so weit vorgezogen und über den Blechträger verlängert, daß vier anfangs geplante, das Gesamtbild sehr beeinträchtigende Vorbauten wegfallen konnten. Durch die gewählte Innenlage der Hauptträger, die etwas über Brüstungshöhe des Geländers über die Fahrbahn hinausragen, wird der Längsverkehr von Fahrbahn und Fußwegen streng voneinander geschieden. Die neuere Entwicklung des Schnellverkehrs in den Straßen der Großstädte macht eine derartige Scheidung des Längsverkehrs nicht nur erwünscht, sondern geradezu zu einem Gebot. Bei Brücken, wo sich der Verkehr aus den benachbarten Straßen zusammenzieht und naturgemäß dichter wird, wird das wirksamste Verbot gegen beliebiges Überqueren der Straße die Absperrung sein, die durch die Lage des vollwandigen Hauptträgers zwischen Fahrdamm und Fußweg am vollkommensten erreicht wird.[1])

Diese Abtrennung der Fußwege hat hier noch besondere Vorteile. Da verlangt wird, daß die Brücke in gehobener Lage für den Fußgängerverkehr benutzt werden kann, so ist es für den Brückenwärter, der allein die Verantwortung trägt, wesentlich leichter, den Verkehr auf der hochgefahrenen Brücke zu übersehen, wenn nur die Fußwege von den Fußgängern benutzt werden, als wenn sich der Verkehr in einem ungeordneten Strome durcheinander in der ganzen Brückenbreite über Fahrdamm und Fußsteig ergießt. Auch ist dabei von selbst die Verkehrslast in gehobener Lage der Brücke auf die Breite der Fußwege beschränkt, entsprechend der Belastungsannahme in der statischen Berechnung. Abgesehen davon werden die Absperrungssicherungen bei der gehobenen Brücke wesentlich einfacher und leichter als bei der Brücke mit außenliegenden Hauptträgern. Bei der Wahl zwischen Fachwerkbrücke oder einem vollwandigen Träger wurde letzterem der Vorzug gegeben, da sich die vollwandige Konstruktion besser in das Landschaftsbild einfügt (Abb. 6 u. 7). Bei allen beweglichen Brücken hat man das Bestreben, die Fahrbahntafel und die Abdeckung

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 39, S. 516.

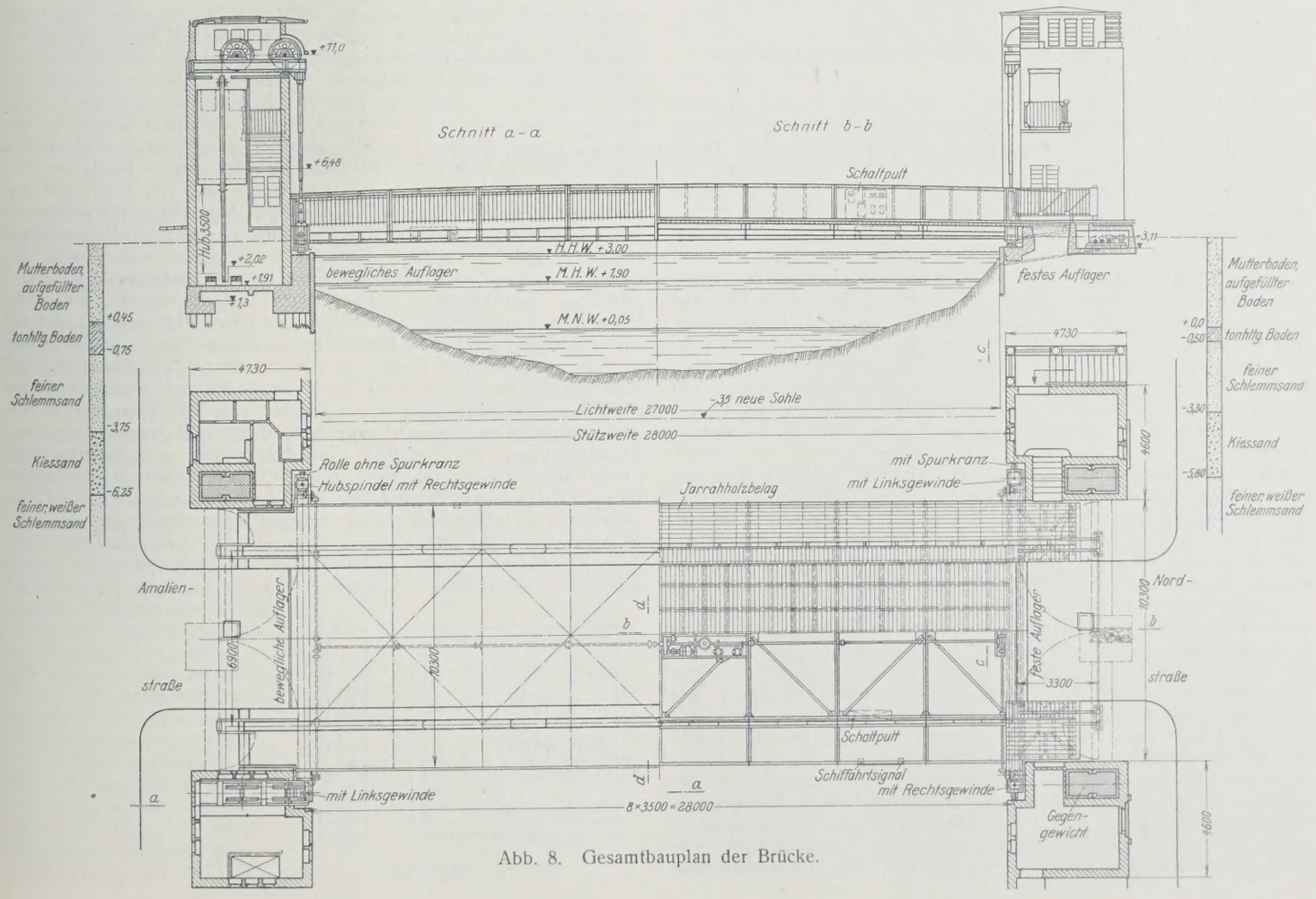


Abb. 8. Gesamtbauplan der Brücke.

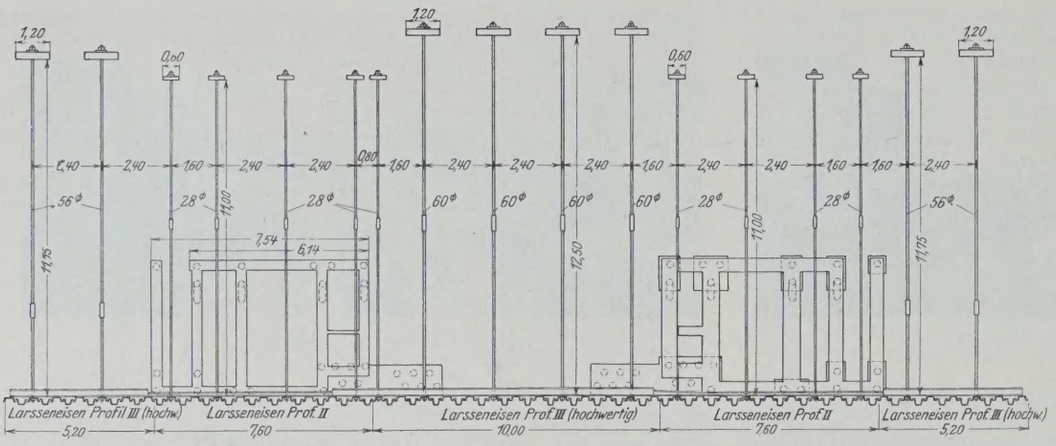


Abb. 9. Anordnung der Larssenspundwand nach der Wasserseite.

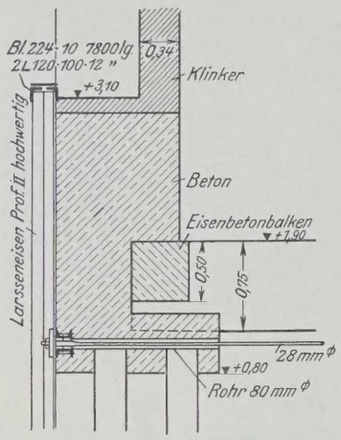


Abb. 10.
Schnitt vor den Türmen.

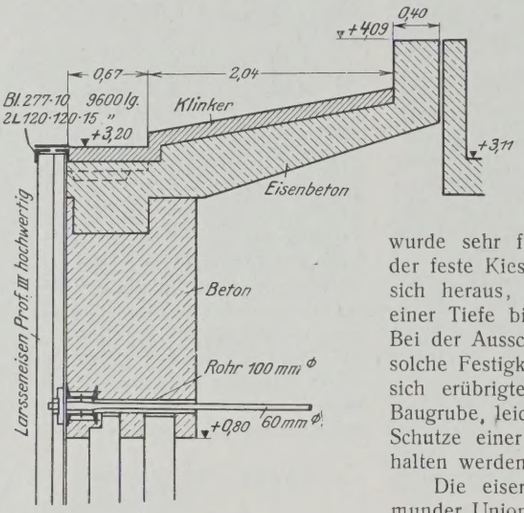


Abb. 11.
Schnitt in Achse des Fußsteigs.

möglichst leicht zu machen, damit die zu bewegenden Massen möglichst gering werden. Die gewählte Fahrbahnabdeckung mit hergestellten Hanfseilen hat den Vorteil der Leichtigkeit und großen Haltbarkeit. Durch diese Abdeckung ließ sich erreichen, daß an den Brückenenden die Straße nur bis zur Ordinate + 4,11 N.N., also nur um 51 cm gegenüber ihrem alten Zustande gehoben zu werden brauchte.

Die architektonische Ausbildung der Hubtürme wurde von der Forderung, den Fußgängerverkehr über die gehobene Brücke zu leiten, beeinflußt, da Treppen und Laufgänge zu den Brückenfahrwegen bei gehobener Brücke angeordnet werden mußten. Durch die Anordnung dieser Treppen und Laufgänge wurde der Grundriß der Hubtürme im Verhältnis zu der Brücke sehr umfangreich, und die Aufbauten wirken, namentlich in der Längsrichtung der Brücke betrachtet, bei ihrer geringen Höhe außerordentlich massig; um diese massige Wirkung möglichst einzuschränken, wurde seitlich an den Türmen der erste Treppenlauf als Freitreppe angeordnet.

Im einzelnen ist über die Gründung der vier Aufbauten folgendes zu sagen:

Vor Aufstellung des Entwurfes waren längere Beobachtungen des Grundwassers vor den anzustellenden Bohrungen notwendig, da eine durchaus sichere Gründung ohne die kleinsten Sackungen von größter Wichtigkeit war. Wenn die Bewegungsvorrichtungen auch nachstellbar angeordnet werden konnten, so mußte doch jede Bewegung der zwischen die vier Türme eng eingepaßten Brücke sehr von Schaden sein.

Ein Jahr vor den Entwurfsarbeiten wurden in der Nähe der Brückenbaustelle einige Grundwasserbeobachtungsbrunnen einfachster Art mit Kiesumhüllungen und mit einem unten eingebauten Holzfilter beiderseits des Kanals abgesenkt und der Wasserstand in ihnen beobachtet. Wie anzunehmen war, bestätigte es sich, daß bei dem durchlässigen, zum Teil aufgeschütteten Sandboden die Höhe des Grundwassers mit dem Ebbe- und Flutwasser der unteren Hunte wechselte. Bei Ebbe senkte sich die Grundwasserlinie zu dem etwa 20 m breiten alten Kanalbett, das in seinem alten Zustande nur eine Einfassung von dicht an dicht nicht allzu langen Holzpfählen erhalten hatte, stark ab, während bei eintretender Flut ein Ausgleich mit dem rückwärtigen Geländegrundwasserstand zu beobachten war; so durfte durchweg angenommen werden, daß bei einer durchschnittlichen Geländehöhe von + 3,60 N.N. der Grundwasserstand bei + 2,00 N.N. liegen würde; nachdem die eisernen Larssen-Spundwände auf dieser ganzen Kanalstrecke beiderseitig gerammt worden waren, bestätigte sich diese Annahme der Bauverwaltung. Die eiserne Spundwand war, wie in den ersten Tagen beobachtet werden konnte, noch nicht ganz wasserdicht; die Rostbildung verhinderte aber schon nach einigen Wochen den Durchfluß des Wassers vollkommen, es war also für die Zukunft mit einem gleichbleibenden Grundwasserstand ohne Beeinflussung durch die Ebbe und Flut der unteren Hunte zu rechnen. Für die Wahl der Gründung waren hiermit genaue Anhaltspunkte gegeben.

Der Untergrund innerhalb der Stadt Oldenburg ist ein sehr wechselnder, und wegen der zum Teil eingelagerten Darg- und Moorschichten war es nicht ratsam, große Lasten unmittelbar auf den Untergrund zu übertragen. Aus den aus Abb. 8 hervorgehenden Bodenuntersuchungen ergab sich folgender Befund: Von Ordinate + 3,60 N.N. bis + 0,45 N.N. wurde vor Jahren aufgeschütteter Mutterboden und sehr loser Baggersand aus der Hunte ermittelt, bis — 0,75 N.N. lag anmooriger Boden (Dargboden), darunter folgte bis — 3,75 N.N. feiner Schlämmsand, bis — 6,25 N.N. Kiessand, und darunter wiederum wurde sehr feiner weißer Sand angetroffen. Es war anzunehmen, daß der feste Kies tragfähig genug war, aber bei der Proberammung stellte sich heraus, daß die Pfähle noch weiter abzurammen waren, erst bei einer Tiefe bis — 7,00 N.N. erwiesen sie sich als genügend tragfähig. Bei der Ausschachtung wurde sodann festgestellt, daß der Baugrund eine solche Festigkeit hatte, daß eine Einfassung mit einer Holzspundwand sich erübrigte. Das Wasser konnte mit kleinen Handpumpen aus der Baugrube, leicht abgehalten werden, so daß die Rammebene unter dem Schutze einer wasserseitig vorgesehenen Spundwand völlig trocken gehalten werden konnte.

Die eisernen Spundwände (Bauart Larssen), geliefert von der Dortmunder Union, wurden wasserseitig an den beiden Türmen entlang gerammt und seitlich noch um etwa je 5,20 m über die Türme hinaus verlängert, um die Baugrube vor Flutwasser sicher zu schützen und späteren Schwierigkeiten beim Aufstellen der Ramme dicht am Turmbauwerk zu begegnen. Bei der Anordnung dieser Spundwandabschließung war Bedacht darauf genommen, daß die Gurteisen, in die die Anker eingreifen, entgegen der sonst üblichen Bauweise nach der Landseite zu verlegt wurden, um besonders in dem Ebbe- und Flutgebiet der unteren Hunte das sehr häufig beobachtete Anhängen von Schiffsfahrzeugen von vornherein auszuschalten.[2]) Wie Abb. 9, 10 u. 11 näher angibt, liegen diese Gurteisen etwa in der Höhe von + 1,00 N.N. Die Ankermuttern sind in der jedesmal hohl liegenden Bohle so verlegt, daß eine Beschädigung vom Wasser her durchaus ausgeschlossen wird, außerdem sind die Anker in kugelig ausgebohrten Unterlagsplatten verlegt, damit die Muttern nicht einseitig beansprucht werden. Die Ankerstangen sind zweiteilig geliefert und mit aus dem Vollen gebohrtem Ankerschloß versehen. Sie werden landseitig an Eisenbetonplatten in Größe von 1,20 × 1,20 × 0,26 m verankert. Die Ankerstangen wurden zum Teil durch den Boden nach rückwärts durchgebohrt, mit Winden dann durchgestoßen, zum Teil aber auch mittels eines Spülrohres durchgespült, um unnötige Bodenbewegungen und spätere Neupflasterungen zu vermeiden. Die Ankerplatten sind in besonderen Gruben abgesenkt. Sowohl die sichtbaren Teile der eisernen Spundwände als auch deren Anker, Ankerplatten und Eisenbetonfundamente mit Eisenbetonrost wurden mit dem bei der hiesigen Bauverwaltung gut erprobten Inertol von der Firma „Norddeutsche Industrie-Gesellschaft Schaeffer & Kohlrausch, Hannover" doppelt gestrichen, um die Teile gegen den Angriff schädlicher Grundwässer zu schützen. Um den Druck des Bauwerks auf die Spundwand weiter zu vermindern, wurden Schrägpfähle in Neigung 6 : 1 gerammt, es genügten daher vor den Türmen Spundwände von Profil II, während unter der Straße und seitlich über die Türme hinaus das hochwertige Profil III eingebaut werden mußte. Die Stärke der Anker, deren Ge-

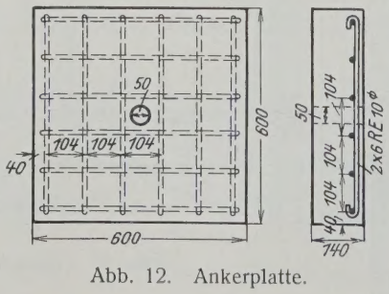


Abb. 12. Ankerplatte.

[2]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 11, S. 132.

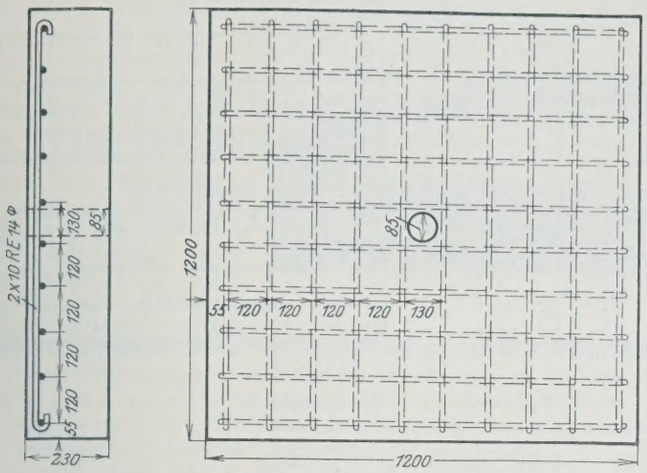


Abb. 13. Ankerplatte.

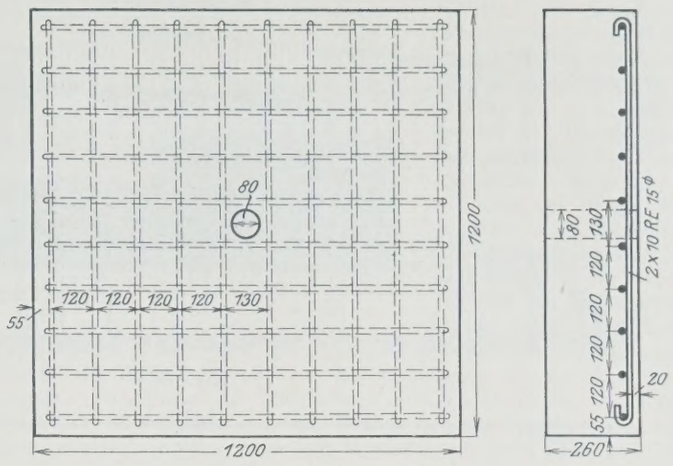
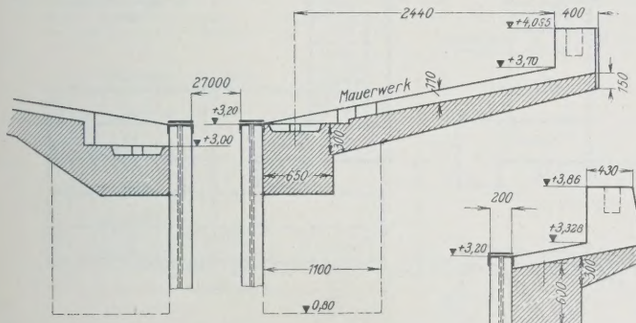


Abb. 14. Ankerplatte.

winde aufgestaucht geliefert wurden, haben entsprechend wechselnde Länge und Abmessung erhalten (Abb. 12, 13 u. 14).

Die Bauverwaltung legte Wert darauf, die Baugrube zunächst nach der Wasserseite fest abzuschließen, um die Hochwasser von + 3,00 N.N. abzuhalten, sodann aber auch, um den Boden im Laufe der Rammung durch die Pfähle zu verdichten und die Tragfähigkeit des Untergrundes hierdurch zu erhöhen. Als oberen Abschluß erhielten diese Spundwände 2 L 120 · 120 · 12 bezw. 15 und ein Flacheisen als Abdeckung von 224 · 10 bezw. 277 · 10. An den Stellen, wo die Ankerstangen durch das Betonfundament hindurchgeführt werden mußten, wurden sie mit etwas weiterem Rohrstück umhüllt, um bei etwaigen Sackungen eine falsche Beanspruchung auszuschalten. Die Spundwände wurden geliefert von den „Vereinigten Stahlwerken Dortmunder Union, Dortmund" (Abb. 15 u. 16).



Schnitt durch bewegliches Auflager. Schnitt durch festes Auflager.

Abb. 15.

Abb. 16. Schnitt durch Landanschluß in Brückenmitte.

Bei der oben geschilderten günstigen Höhenlage des Grundwasserstandes entschloß sich die örtliche Bauverwaltung, auch mit Rücksicht auf den aggressiven Boden, dazu, die großen Lasten durch einen hölzernen Pfahlrost auf den Untergrund zu übertragen; unter den Auflagern der Brücke wurden die Pfähle zum Teil sehr dicht gerammt. Von der Anordnung einer durchgehenden Eisenbetonplatte unter beiden Türmen wurde Abstand genommen, und zwar aus Sparsamkeitsrücksichten und weil mit Rücksicht auf die guten Rammergebnisse ein Nachsacken der Türme nicht mehr zu befürchten war. Die Pfähle wurden auf Ordinate + 1,00 N.N. abgeschnitten, sie greifen 20 cm in die Betonblockfundamente ein, und da das Grundwassser, wie oben geschildert, nicht unter Ordinate + 2,00 N.N. absinkt, so ist damit ein Verfaulen der Pfahlköpfe so gut wie ausgeschlossen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die neuen Flugzeughallen A und B in Hamburg-Fuhlsbüttel.

Von Oberbaudirektor **Leo**, Hamburg.

Bis zum Frühjahr 1925 spielte sich der Flugverkehr, der hauptsächlich örtliche Bedeutung hatte, ausschließlich auf dem südlichen Teil des Flughafens Hamburg-Fuhlsbüttel vor den bereits vorhandenen schuppenartigen Gebäuden ab (Abb. 1).

Mit Einsetzen eines geordneten regen Flugverkehrs bei Beginn der Flugjahreszeit 1925 änderten sich die Verhältnisse vollkommen. Die vorhandenen alten Flugzeughallen genügten in keiner Weise zur Unterbringung der neueren, größeren Flugzeuge, obwohl die Bestimmungen des Versailler Vertrages dem Deutschen Luftverkehr die größten Hemmungen und Einschränkungen auferlegten und unter anderem Deutschland auch nicht gestatteten, Flugzeuge in den Abmessungen und Motorstärken zu bauen, wie sie Technik und Wirtschaft verlangten.

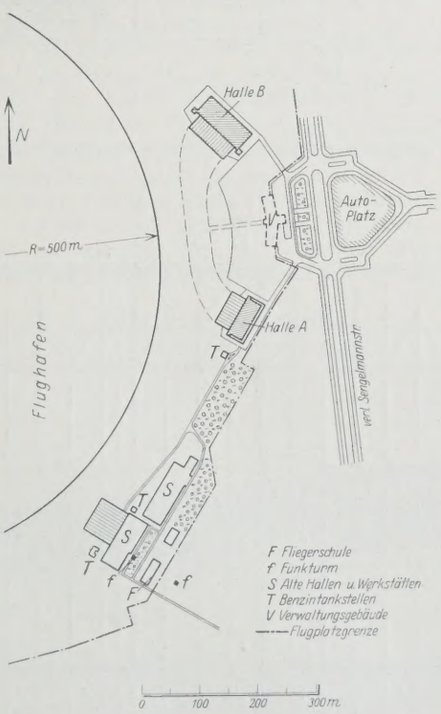


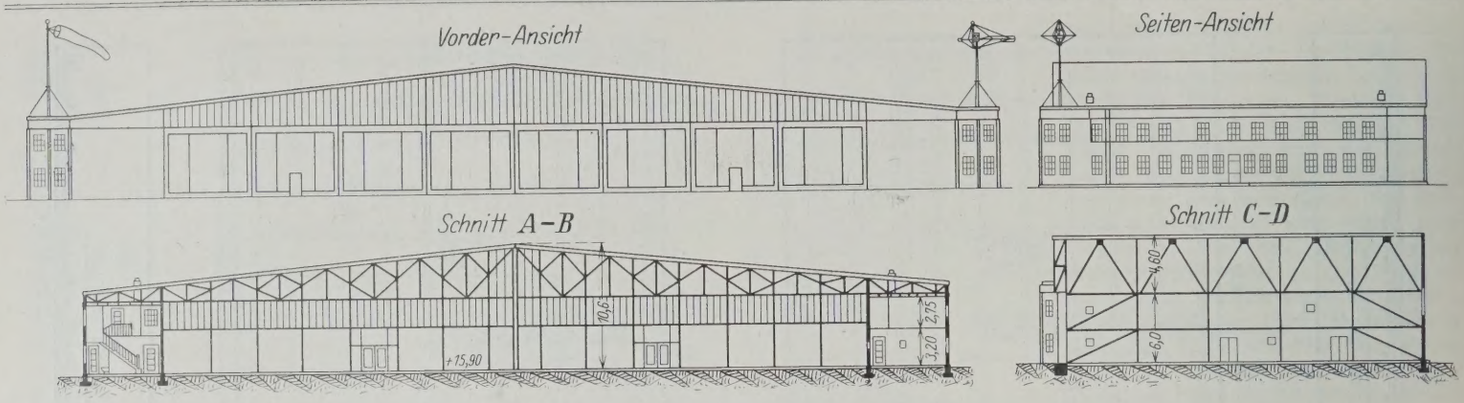
Abb. 1.

In der Überzeugung, daß der Deutsche Flugverkehr trotz aller Einschränkungsversuche weiterhin einen großen Aufschwung nehmen würde, schritt Hamburg dazu, durch einen planmäßigen Ausbau den Hamburger Flughafen so zu gestalten, daß er den gesteigerten Anforderungen genügen kann. Um dieses Ziel zu erreichen, war es zunächst erforderlich, große Hallen zu bauen, die die Unterbringung auch der größten in Frage kommenden Flugzeuge sowohl für Berge- als auch Ausbesserungszwecke gestatten. Daran anschließend mußten Räume für die Unterbringung von Fliegern, für Werkstätten, Bureaus und Räume für Aufenthalt und Abfertigung des reisenden Publikums geschaffen werden.

Im Jahre 1925 wurde die Flugzeughalle A, im Jahre 1926 die Flugzeughalle B im nördlichen Teile des Flughafens erbaut. Die Anordnung der beiden Hallen wurde so getroffen, daß sie zusammen mit dem zwischen ihnen geplanten Verwaltungsgebäude und den vor ihm platzartig erweiterten Zufahrtstraßen den Schwerpunkt der Gesamtanlage mit einer den Flugplatz beherrschenden Achse bilden (Abb. 1).

Allgemeine Ausbildung der Hallen. Die aus den Abb. 2 u. 3 ersichtliche allgemeine Anlage jeder der Hallen A und B zeigt als gemeinsamen Grundgedanken die Anordnung von zwei- und dreistöckigen Seitenbauten für Bureau- und Werkstattzwecke usw. an jeder Hallenseite. Diese Gruppierung ist sowohl für die allgemein als glücklich empfundene Wirkung (Abb. 4 u. 5), wie für die konstruktive Ausbildung maßgebend gewesen. Sie war auch mitbestimmend für die Wahl der Schiebetore, die sich ohne Raumverlust für die Hallen vor die Seitenbauten bei Öffnung der Hallen schieben lassen.

Während aber Flugzeughalle A zwei, durch eine Mittelstütze getrennte Öffnungen von je 30 m l. Torweite und einer lichten Torhöhe von 6 m, eine Hallentiefe von 30 m und zwei seitliche, zweistöckige Anbauten von je 30 × 6 m² Grundfläche besitzt, hat die Flugzeughalle B erheblich größere Ausmaße. Ihre Mittelhalle hat eine durch Mittelstützen nicht eingeengte freie Toröffnung von 80 m l. Weite und 8 m l. Höhe



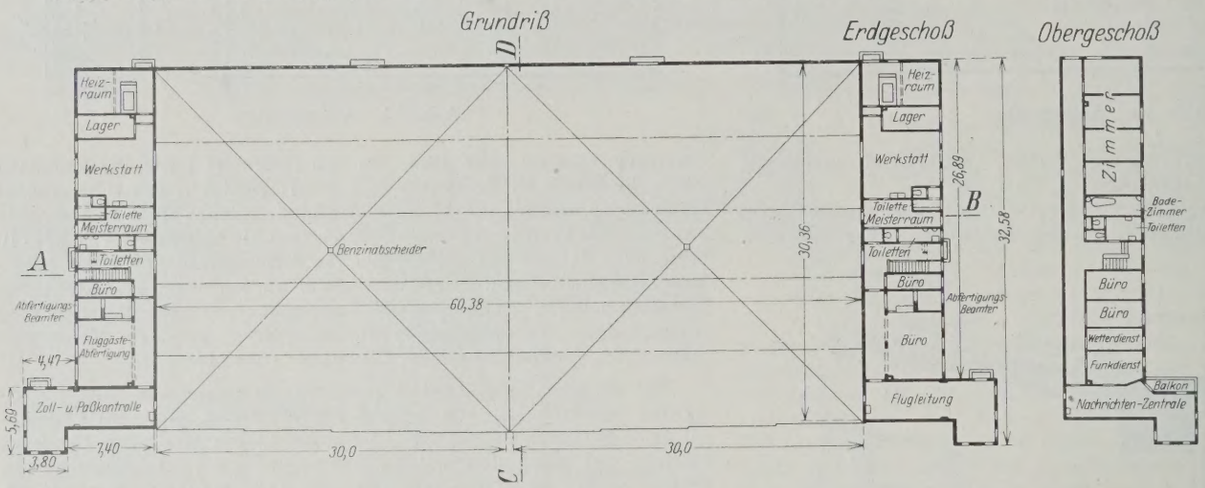
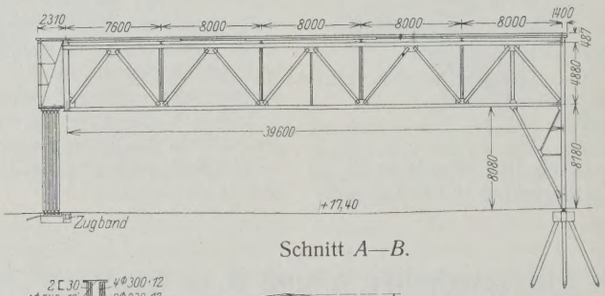


Abb. 2. Halle A.

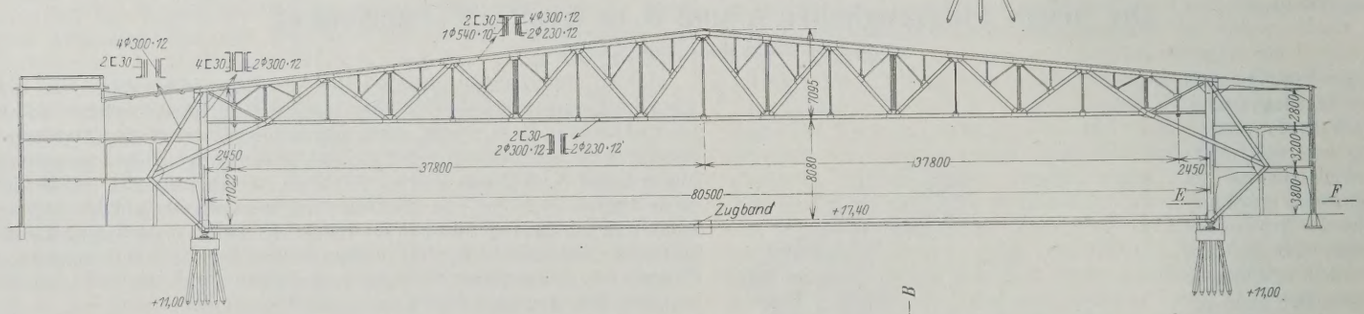
(1 mm = 0,6 m.)

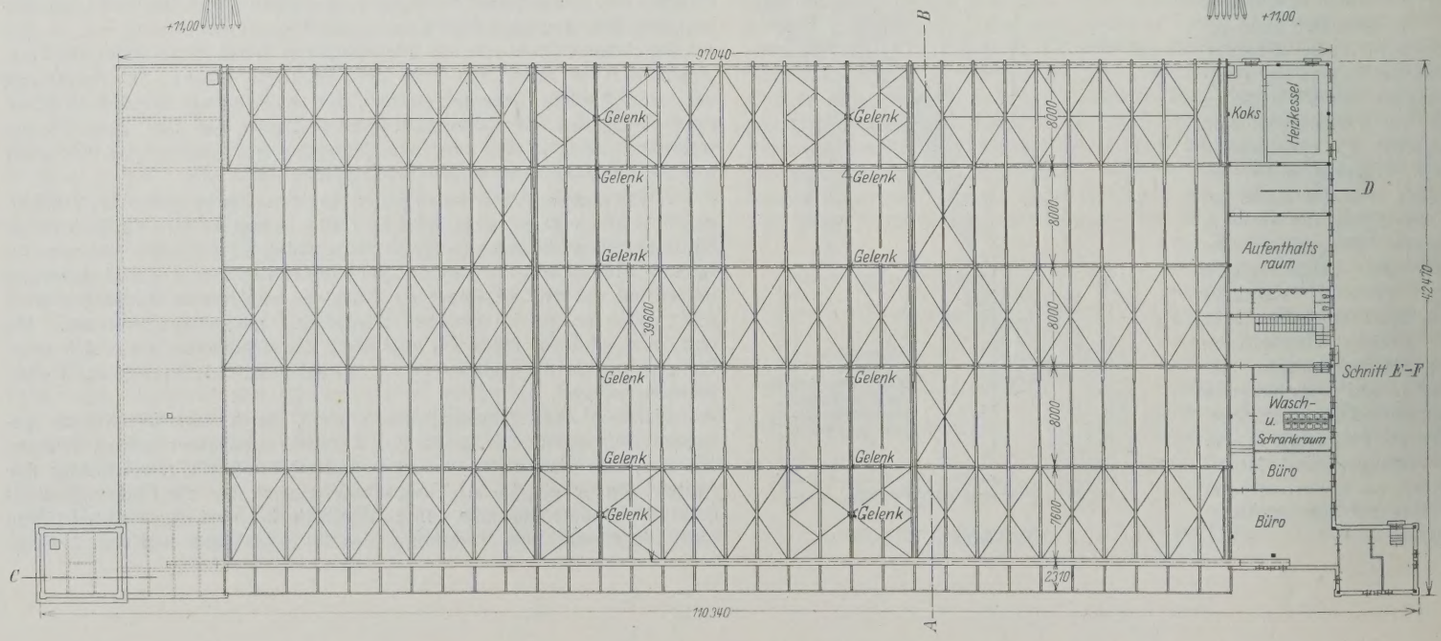


Schnitt *A—B*.

Abb. 3. Halle B.

(1 mm = 0,575 m.)





erhalten; die Tiefe der Halle beträgt 40 m; die beiden dreistöckigen äußeren Anbauten weisen Grundflächen von je 40×8 m² auf. Ursprünglich war beabsichtigt, der Halle B eine Mittelstütze zu geben. Da aber die Mehrkosten bei Fortfall dieser Mittelstütze nur etwa 25 000 R.-M. betragen hätten, also in keinem Verhältnis zu dem Vorteil standen, den eine lichte Toröffnung von 80 m gegen über zwei Öffnungen von je 40 m für die Einfahrt in die Flugzeughalle und die volle Ausnutzung des Hallenraumes bot, wurde von der Anordnung einer Mittelstütze Abstand genommen. Entsprechend den gesteigerten Ausmaßen wuchsen auch die Gewichte der Eisenkonstruktionen und Kosten der beiden Hallen; Flugzeughalle A enthält 130 t Eisenkonstruktion, das sind 72 kg für 1 m² Grundfläche, während für Flugzeughalle B rd. 310 t, das sind 97 kg für 1 m²

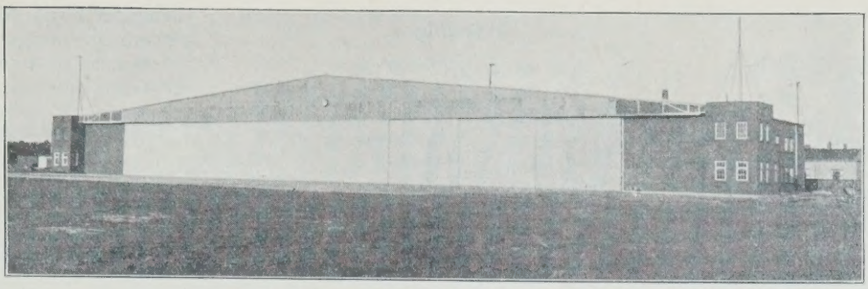


Abb. 4. Ansicht der Halle A.

Pfetten mit Bimsbeton-Kassettendecke und Ruberoidabdeckung tragen. Als Eisenbaustoff wurde St 37 verwendet. Die Seitenwände der Halle A sind als ausgemauerte Eisenfachwerke ausgebildet.

Der bei Flugzeughalle B ohne Mittelstütze ausgebildete Torbinder ist zur Ersparnis an Eisengewicht als Zweigelenkbogen mit Zugband unter dem Fußboden ausgebildet. Damit die Formänderungen des Torbinders während der Aufstellung und bei der Aufbringung der Dachhaut vollkommen symmetrisch zur Mittelachse verlaufen und ein schädliches Arbeiten in der Dachhaut und damit Rissebildung und Undichtigkeiten tunlichst vermieden waren, wurde der Torbinder mit zwei unter den Endständern sitzenden beweglichen Auflagern angeordnet (Abb. 6a) und das Zugband bei der Aufstellung genau in seiner Mitte durch einen Betonklotz verankert und später in ganzer Länge einbetoniert (Abb. 6 u. 7).

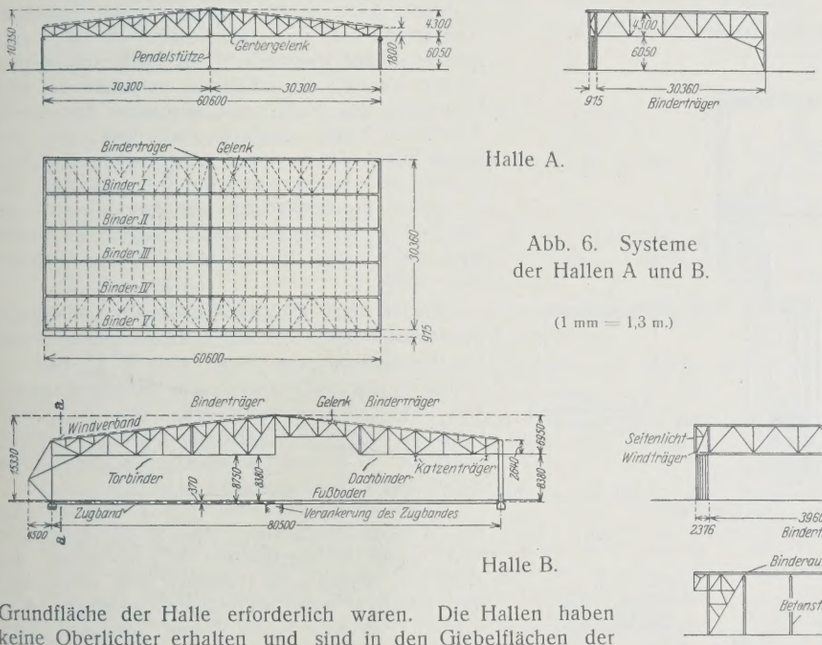


Abb. 6. Systeme der Hallen A und B.

(1 mm = 1,3 m.)

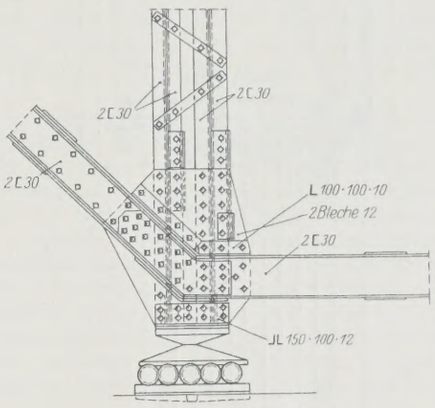


Abb. 6a.
Bewegliche Auflager des Torbinders.

Grundfläche der Halle erforderlich waren. Die Hallen haben keine Oberlichter erhalten und sind in den Giebelflächen der Torwand und der Rückwände reichlich mit Glasflächen versehen (Halle A: 346 m², das sind 19 % der Grundfläche; Halle B: 827 m², das sind 25,8 % der Grundfläche). Die Beleuchtung der Hallen hat sich als außerordentlich günstig erwiesen. Die Kosten der Flugzeughalle A betrugen rd. 170 000 R.-M., die der Halle B rd. 430 000 R.-M.

Die Hallensysteme. Der Unterschied der für die Hallen A und B gewählten Systeme der Eisenkonstruktion geht aus der Abb. 6 hervor.

Bei der Flugzeughalle A ist der Torbinder als Balken auf drei Stützen mit Gerbergelenk ausgebildet. An ihn schließt sich über der Mittelstütze ein quergelagerter Binderträger an, mit dem vier als Träger auf drei Stützen mit Gelenk angeordnete Längsbinder verbunden sind, die die

Die Anordnung eines frei beweglichen Zugbandes in einem Kanal, der die Besichtigung und bauliche Unterhaltung des Zugbandes gestattet hätte, würde hohe Kosten und erhebliche Schwierigkeiten in der Entwässerung verursacht haben, weil die Abwässerkanäle auf dem Flughafen so hoch liegen, daß für die Entwässerung des Zugband-Kanales eine besondere Pumpe hätte eingebaut werden müssen. Das nach der Aufstellung der Halle einbetonierte Zugband konnte für Eigenlast als elastisch, für Wind und Schneebelastung als starr angenommen werden.

Auf den Torbinder (Abb. 8 u. 9) stützen sich die beiden Binderträger; sie haben in Fußbodenhöhe der Hallenrückwand ihr festes Auflager und stützen sich elastisch beweglich auf den Torbinder. Auf den Binderträgern und auf den hallenseitigen Betonsäulen der Anbauten ruhen die als Gerberträger ausgebildeten Dachbinder, die ihrerseits die Gerberpfetten tragen. Senkrecht zu den Toren sind an 4 Stellen

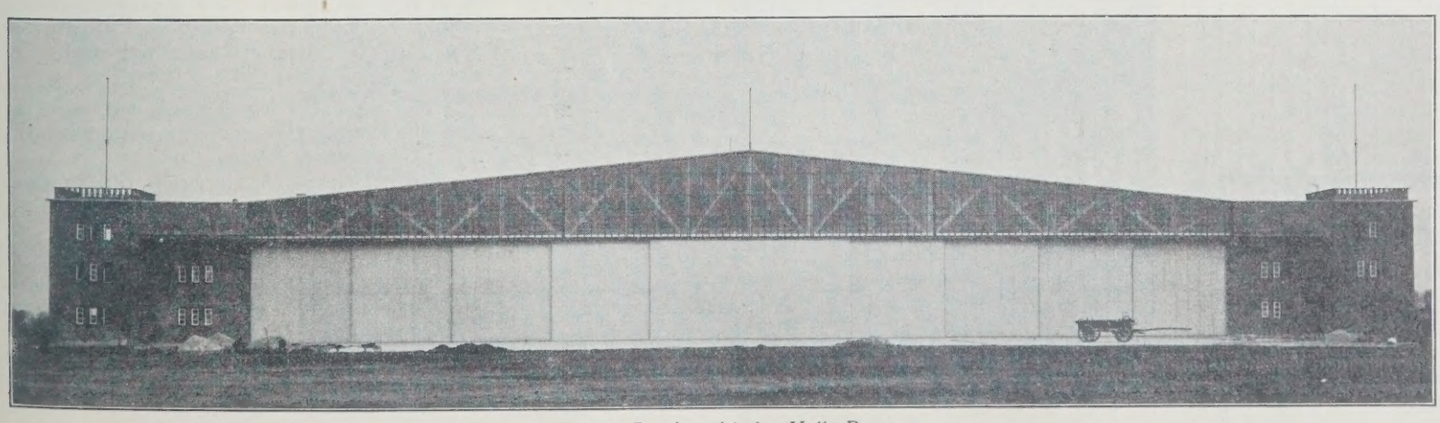


Abb. 5. Ansicht der Halle B.

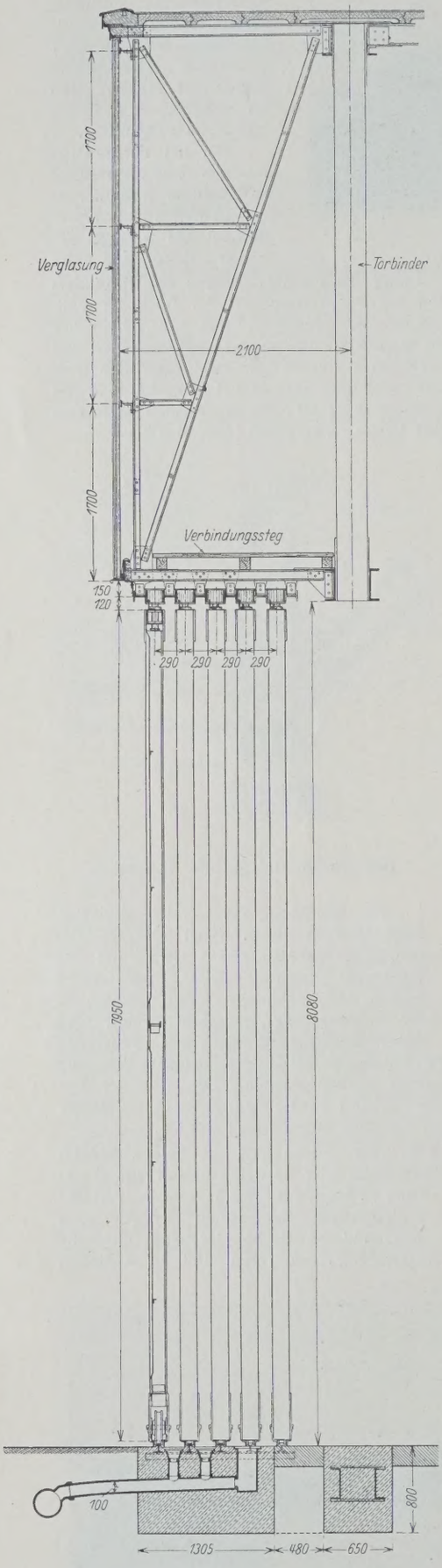


Abb. 7. Flugzeughalle B.
Schnitt durch die Tore.

(1 mm = 0,062 m.)

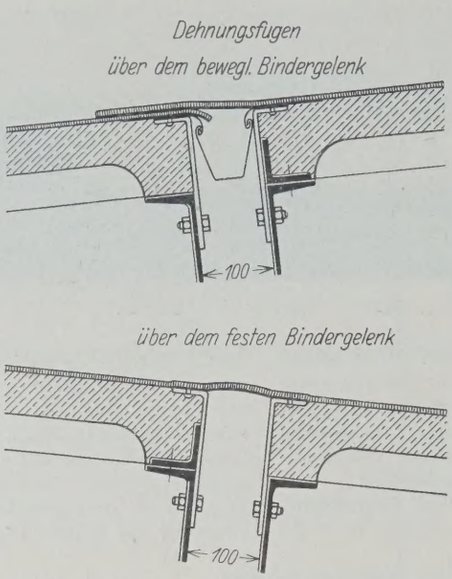


Abb. 10. Dachdichtungen der Halle B.

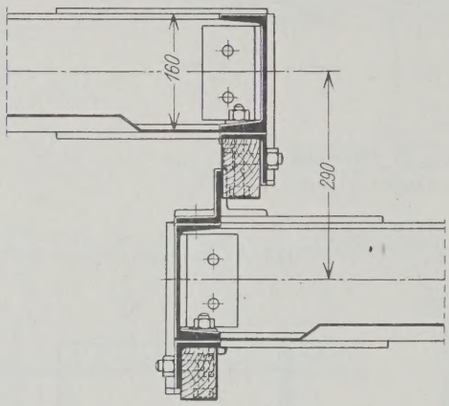
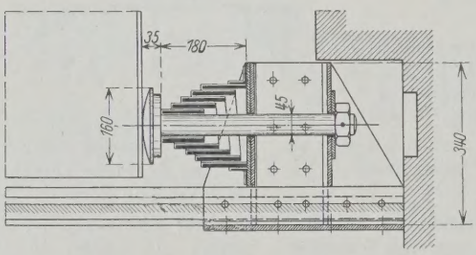


Abb. 7a. Flugzeughalle B.
Mitnehmerkonstruktion an den Toren.



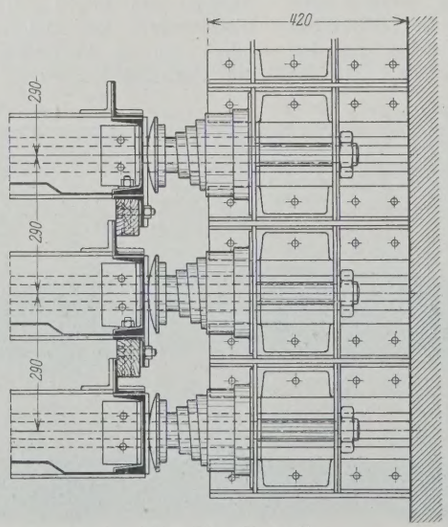


Abb. 7b. Torpuffer.

Kranträger für 9 t Nutzlast quer zur Halle an den Bindern angehängt.

Besondere Aufmerksamkeit wurde den Windverbänden geschenkt, zumal nicht nur Wind von außen auf die Konstruktion wirken kann, sondern auch von innen durch die geöffneten Tore. Es sind an der Rückwand und an der Vorderseite der Halle wagerechte Verbände in Torhöhe angeordnet (Abb. 6 u. 9); die auf den rückseitigen Verband wirkenden Windkräfte fließen unmittelbar in die festen Lager der beiden Binderträger ab, während die Kräfte der vorderen Windträger zum Teil unmittelbar in die Lager der Torbinder geführt werden und zum Teil — soweit nämlich der vordere Verband seine Auflager an den Binderträgern hat — durch den Untergurt der Binderträger in deren feste Lager an der Rückseite der Halle geführt werden. Die geringe daraus erwachsende Druckbeanspruchung kann der Untergurt, der im allgemeinen auf Zug beansprucht wird, ohne weiteres aufnehmen. Etwas schwieriger gestaltete sich die Übertragung der Windkräfte aus den in der Dachhaut liegenden Verbänden (zwischen Torbinder und nächstem Binder sowie zwischen Hallenrückwand und Dachbinder 4), die entsprechend den Dachbindern als Gerberträger ausgeführt wurden; sie erforderte an jedem der vier Eckpunkte der Halle eine besondere senkrechte Windverstrebung. Endlich sind noch, um die ganze Konstruktion steifer zu gestalten, die Aufstellung zu erleichtern und die Knicksicherheit der Obergurte der Binderträger zu gewährleisten, in der Dachebene parallel zum Torbinder und rechts und links vom Binderträger je ein Verband angeordnet.

Halle B: Eisenbaustoffe. Überschlägliche Vergleichsberechnungen hatten gezeigt, daß bei Verwendung von St 48 statt St 37 sich bei Torbinder und Binderträgern eine Gewichtsersparnis von etwa 15 % erzielen ließ. Bei den Dachbindern, Pfetten und Verbänden erwies sich St 48 gegenüber St 37 unwirtschaftlich. Für diese Teile wurde daher St 37 gewählt.

Nach Angabe der Firma Spaeter soll übrigens die Werkstattbearbeitung des St 48 gegenüber St 37 einige Schwierigkeiten bereitet haben, die zum Teil darauf zurückzuführen sein sollen, daß der Baustoff nicht vollkommen homogen war, sondern vereinzelt harte Stellen aufwies. Auch war der Verschleiß an Arbeitsstählen bei Bearbeitung des St 48 erheblich höher als bei Bearbeitung von St 37; so konnte man beispielsweise mit einem Bohrer im Material aus St 48 nur 75 % der Löcher bohren, die man im Material aus St 37 hätte bohren können.

Vielfach stieß man auch beim Bohren auf so harte Stellen, daß ein Bohrer nach dem anderen versagte und man zum Brennapparat griff, ein kleines Loch brannte und dieses Loch mit dem Bohrer aufweitete.

Auch beim Hobeln sollen sich ähnliche Schwierigkeiten gezeigt haben, die erkennen ließen, daß die von der Firma verwendeten Arbeitsstähle dem neuartigen Baustoff nicht vollkommen gewachsen waren.

Die Tore. Der wichtigste Bauteil einer Flugzeughalle sind die Tore, da von ihnen die Betriebssicherheit der Halle abhängt.

Die Anforderungen, die man an die Flugzeughallentore stellt, sind verschiedener Art.

1. In betriebstechnischer Beziehung

a) müssen sie jederzeit auch bei ungünstiger Witterung (stärkerem Wind, Eis oder Schnee) schnell geöffnet und geschlossen werden können;

b) müssen sie vollkommen betriebssicher sein (Versagen einzelner Teile darf keinen Grund für die Unmöglichkeit des Öffnens oder Schließens bieten);

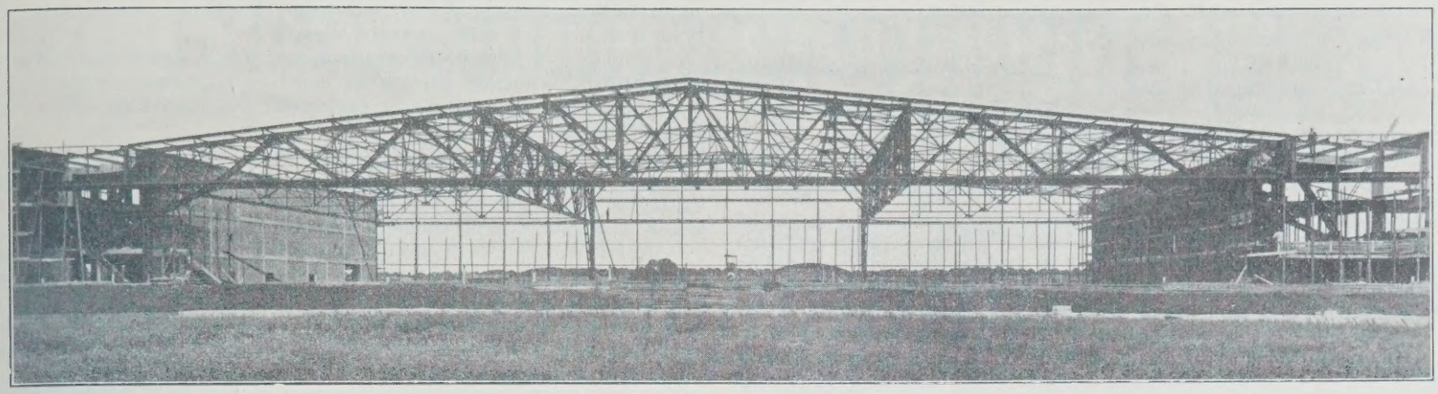


Abb. 8. Eisenkonstruktion der Halle B.

c) müssen sie in geöffnetem Zustande wenig Raum einnehmen und die freie Einfahrt in die Halle an keiner Stelle behindern;
d) die Führungen, besonders die untere, darf kein Hindernis für das Hinein- oder Hinausziehen der Flugzeuge bieten und auch keine den Verkehr gefährdenden Schlitze aufweisen, besonders wenn die Halle auch für das Publikum zugänglich ist.

2. In technischer Beziehung.

Sie müssen:

a) alle auftretenden Kräfte, Wind- und Stoßkräfte verschiedener Art mit Sicherheit aufnehmen können;
b) leicht sein, so daß ihre Bewegung möglichst geringe Kräfte erfordert;
c) gegen Arbeiten der Torführungen, hervorgerufen durch Längenänderungen und Durchbiegungen infolge äußerer Belastungen, Temperaturen oder Sackungen der Fundamente jederzeit unempfindlich sein;
d) sie dürfen bei Windstößen nicht klappern oder aneinanderschlagen;
e) sie müssen vollkommen dicht sein und dicht schließen.

Da die unter 1 und 2 aufgeführten Forderungen einander vielfach gegenüberstehen, bezw. einander aufheben und durchkreuzen, stellt eine Torkonstruktion einen Ausgleich der verschiedensten Anforderungen dar, der beeinflußt wird durch die Wichtigkeit, die man der einen oder anderen Forderung beimißt.

Im vorliegenden Falle wurde der größte Wert auf die Betriebssicherheit gelegt.

Es wurden daher eiserne Schiebetore von je rd. 8 m Breite gewählt, die, wenig empfindlich, in ihren Abmessungen so gehalten wurden, daß sie auch bei stärksten Belastungen durch Wind, Stoßkräfte oder Behinderungen durch Eis und Schnee in ihrer Betriebssicherheit nicht gefährdet werden.

Einzelheiten der Tore, besonders die Mitnehmerkonstruktionen der einzelnen Tore, die großen Stoßkräften ausgesetzt sind, die Endpuffer und die Dichtungen gegeneinander sowie die obere Torführung nach dem Breestschen Patent Nr. 306 416 sind in Abb. 7a u. 7b dargestellt.

Da die Tore vorläufig von Hand bewegt werden (elektrischer Antrieb ist für später beabsichtigt) und mit einer Geschwindigkeit von 1,50 m/Sek. bewegt werden können, das Gewicht eines Tores etwa 3,5 t und die Zusammendrückbarkeit der Puffer etwa 8 cm beträgt, so kann die beim Aufprallen der Tore auf die Puffer auftretende Stoßkraft P unter Vernachlässigung der elastischen Formänderungsarbeit der Tore mit Hilfe der Gleichung $L = \frac{m v^2}{2} = \frac{P s}{2}$ berechnet werden. Setzt man in diese Gleichung die vorstehenden Werte ein, so ergibt sich eine Stoßkraft von 7 bis 8 t; sie wird durch die angewendeten Verbände und unteren Torfundamente aufgenommen, ohne schädliche Erschütterungen in den Anbauten hervorzurufen.

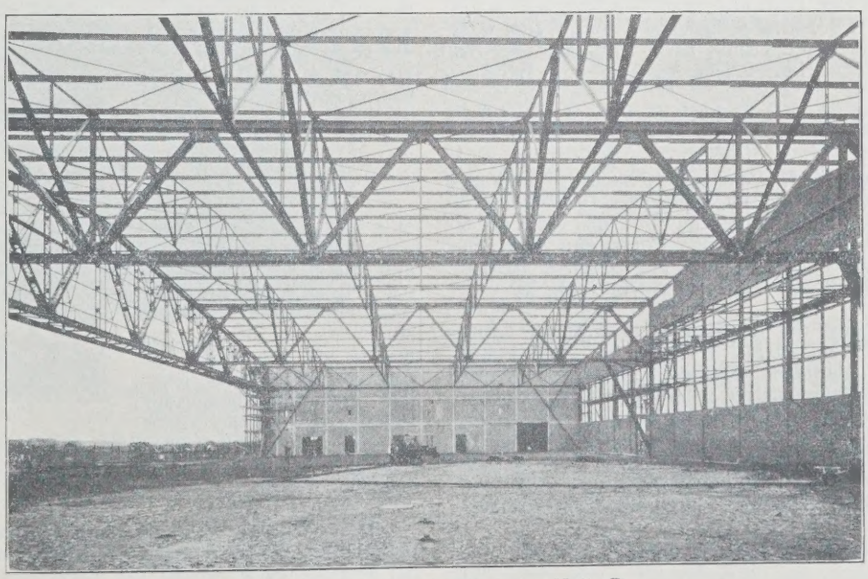


Abb. 9. Eisenkonstruktion der Halle B.

Da die auf die Tore wirkenden Windkräfte recht hohe, vielfach stoßweise auftretende Kräfte durch die Schienen auf den Unterbeton ausüben, wurden die Schienenstege mit den Schienenschwellenwinkeln verbunden, um hierdurch einem Ermüden bezw. einer Zerstörung des Betons durch die Rüttelkräfte vorzubeugen. Die Anordnung und Ausbildung der Tore hat sich bisher praktisch bewährt; sie können durch zwei Mann bewegt werden.

Die Dacheindeckung der Halle B besteht aus den besonders zur Isolierung geeigneten, im Halleninnern gut wirkenden Stegkassettenplatten aus Bimsbeton, mit teerfreier Dachpappe (Rexitekt) bekleidet. Die Stegkassettenplatten, die eine Freilänge von 2,50 m und eine Breite von 0,50 m besitzen, erwiesen sich als sehr widerstandsfähig gegen Bruch durch äußere Belastung und waren imstande, gleichmäßig verteilte Belastungen von etwa 1700 kg/m² als Bruchlast auszuhalten. Sie werden noch durch besondere Sturmhaken gegen Hochreißen gesichert. Diese Sicherung war erforderlich, da sich bei Halle A gezeigt hatte, daß bei einem starken Sturm von 35 m/Sek. Geschwindigkeit (Windstärke 12) auf größeren Flächen ein rechnerisch feststellbarer Unterdruck (Sog) von rd. 60 bis 70 kg/m² auftrat, der die dort verwendeten Bimsbeton-Kassettenplatten zum Teil zerstörte.

Besondere konstruktive Maßnahmen bedingten die in dem Dach parallel zum First über den Gelenken und Auflagern der Dachbinder verlaufenden Dehnungsfugen. Da das Dach eine Neigung von 1 : 10 hat, so dringen Wind und Schnee erfahrungsgemäß leicht durch die mit Rücksicht auf das Arbeiten der Dachkonstruktion bedingten Dehnungsfugen hindurch und verursachen dann einen sprühartigen Wassereinbruch.

Die über den festen Bindergelenken angeordneten Dehnungsfugen ließen sich unbedenklich mit Hilfe von Zinkblech als eine Art Federgelenk ausbilden; die über dem beweglichen Bindergelenk angeordnete Fuge wurde aber entsprechend den im Brückenbau üblichen Grundsätzen als Schleppblechkonstruktion ausgebildet und noch mit einer unter der Dehnungsfuge angebrachten Rinne ausgestattet, um mit Sicherheit alles eindringende Wasser abzufangen (Abb. 10).

Statische Berechnung der Eisenkonstruktion der Halle B. Der von der Bauverwaltung für die Ausschreibung durchgeführten Berechnung der Eisenkonstruktion wurden die bekannten Preußischen Ministerial-Bestimmungen vom 25. Februar 1925 zugrunde gelegt.

Bei Berechnung des Torbinders ist als Unbekannte — wie üblich — der wagerechte Schub eingeführt.

Er wurde nach der Formel $H = \frac{\Sigma So \cdot Sa}{\Sigma Sa^2 \cdot \varrho} \cdot \varrho$ berechnet. In dem Nenner $\Sigma Sa^2 \cdot \varrho = \Sigma Sa^2 \frac{s}{EF}$ ist die Längenänderung des Zugbandes bei ständiger Last berücksichtigt.

Die Berechnung ergab einen wagerechten Schub

für Eigenlast von	+ 120,30 t
„ Schneelast voll	+ 51,20 t
infolge einseitiger Kranlast	+ 1,22 t
„ von Wind	+ 7,12 t
und infolge von Abkühlung (Annahme des Systemschlusses bei + 10° und einer Temperaturänderung von + 30°)	— 8,45 t

also eine größte Kraft von rd. 180 t, zu deren Aufnahme 2 ⊏ 30 gewählt wurden.

Die Druckstäbe wurden nach dem ω-Verfahren bemessen. Die zulässigen Beanspruchungen der aus St 48 hergestellten Stäbe des Torbinders konnten nach den obengenannten Bestimmungen bei sorgfältiger Berücksichtigung aller in Frage kommenden Belastungen auch von Wind, Temperatur usw. zu 2080 kg/cm² angenommen werden.

Die Eisenbetonkonstruktionen der Anbauten bieten — rein konstruktiv betrachtet — kaum etwas Bemerkenswertes. Die Haupttragglieder sind 3-geschossige Stockwerkrahmen.

Eisenbeton- und Maurerarbeiten. Die tragenden Teile der Anbauten sind in Eisenbeton, die der Halle in Eisen, die Wände als Eisenfachwerk ausgebildet.

Demzufolge hat auch das Mauerwerk der Außenwände im allgemeinen keine statischen Zwecke zu erfüllen, sondern dient nur zur Wandverkleidung und mußte so durchgebildet werden, daß es bei geringen Kosten regen- undurchlässig und wärmeisolierend wurde. Es wurde zu diesem Zwecke in 30 cm Gesamtstärke aus zwei halben Steinen mit Luftschicht hochgeführt, die in der gewohnten Weise durch verzinkte Drähte verbunden wurden. Durchbinder, an denen bekanntlich leicht Feuchtigkeit durchschlägt, sind nach Möglichkeit vermieden und gelangten nur dort zur Verwendung, wo sie sich nicht vermeiden ließen, nämlich an den Leibungen der Türen und Fenster.

Alle Stellen, wo sich das Mauerwerk gegen die Eisenbetongerippe lehnt, wurden besonders sorgfältig gegen Durchschlagen von Feuchtigkeit mit heißen Goudronanstrichen gesichert.

Die Fachwände in den Rückwänden der Halle sind sehr weit gespannt. Ständer und Riegel sind bis zu 5 m Abstand angeordnet, so daß Felder von $5 \times 5 = 25$ m² entstehen. Die größten Ständer im Mittelteil der Hallenrückwand sind zur Verringerung der Belastungslänge durch den wagerechten Windträger in Höhe der Untergurte der beiden Binderträger gestützt. Um zu verhüten, daß die Wände durch Windkräfte eingedrückt werden, wurden die einzelnen Flächen durch in die Fugen eingelegte Flacheisen in der üblichen Weise besonders bewehrt.

Da die Längenänderungen der Hallenkonstruktion infolge von Eigenlast, Schnee, Wind und Temperatur recht beträchtlich sind, wurde, um Risse zu vermeiden, darauf geachtet, daß beim Hochführen des Mauerwerks Halle und Anbauten völlig getrennt werden.

Von einer besonderen Blitzschutzanlage wurde Abstand genommen, da die Eisenkonstruktion des Daches einen hohen Blitzschutz bietet, jedoch wurden alle Eisenteile durch Kupferdraht miteinander verbunden und an mehreren Stellen geerdet.

Die in jeder Flugzeughalle erforderlichen Benzingasabsauger, zum Absaugen der schweren, nahe über dem Boden lagernden Benzingase werden in den Toren und der Rückwand der Halle vorgesehen, bieten jedoch konstruktiv nichts Neues, eben so wenig die Benzinabscheider.

Der Fußboden in den Flugzeughallen ist besonders großen mechanischen Kräften durch die Lasten der Flugzeuge und Automobile und zerstörenden chemischen Einflüssen ausgesetzt.

Mit Rücksicht auf die Kostenfrage konnte die aus einer Klinkerflachschicht vorgesehene Abdeckschicht noch nicht aufgebracht werden, jedoch wurde der Unterbeton, der auf einer 15 cm starken, festgewalzten Schlackenschicht ruht, mit Eisen bewehrt und somit eine feste unverrückbare Unterlage geschaffen. Nur zwischen den Torschienen wurde ein besonderer Estrich aufgebracht und durch eine aus Duromit bestehende 5 mm starke Härteschicht gesichert, da hier spätere Nacharbeiten sich sehr schwer hätten ausführen lassen.

Heizungsanlage. Im Südanbau ist eine Zentral-Niederdruck-Dampfheizung eingebaut, die vorläufig allerdings nur die Aufgabe hat, die beiden Anbauten mit Wärme zu versorgen.

Die ganze Anlage ist aber so durchgebildet, daß die Kesselanlage vergrößert werden kann und auch die Halle durch Anordnung einer Luftheizung mit Wärme versorgt werden kann. Um später die hierzu erforderlichen Bauarbeiten, Aufreißen der Kellerfußboden usw., zu vermeiden, sind bereits jetzt die unter dem Hallenfußboden vorzusehenden Kanäle für Leitungen mit eingebaut. Auch sind die Tore so durchgebildet, daß zur Vermeidung von Wärmeverlusten infolge von Ausstrahlung durch die Torwandbleche, auf der Torinnenseite eine hölzerne Verschalung jederzeit bequem angebracht werden kann.

Allgemeines. Die Aufstellung der Entwürfe für die Hallen A und B geschah durch das Ingenieurwesen der Baudeputation Hamburg unter Mitwirkung von Herrn Oberbaudirektor Dr. Schumacher bei der äußeren Formgebung und im Einvernehmen mit der Hamburger Luftschiffshallen-Gesellschaft (Freiherr von der Goltz) bezüglich der in den Hallen zu befriedigenden Bedürfnisse. Die Gesellschaft hat auch die Kosten der Halle A und ihre Bauausführung, letztere mit Unterstützung durch das Ingenieurwesen, beschafft. Die Halle B ist vom Konstruktionsbureau des Ingenieurwesens bearbeitet, während die Bauausführung von der 5. Ingenieurabteilung beaufsichtigt wurde.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. Mai erschienene Heft 10 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Prof. Dr. A. Král: Eisenbetonkonstruktionen bei neueren Industriebauten in Slovenien (SHS). — Ing. Artur Julius Fahnauer †: Neue Wege zur Berechnung monolithischer Bogenreihen. — Dr.-Ing. Ferdinand Schleicher: Über die Berechnung der Senkungen von steifen Fundamenten.

Vom Dammbau Festland—Sylt. Der hochwasserfreie Eisenbahndamm durch das Wattenmeer vom Festlande nach der Insel Sylt (vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 1, S. 14) ist fertiggestellt. Am 1. Juni d. Js. wird der Eisenbahnverkehr über den Damm nach Westerland auf Sylt in feierlicher Weise im Beisein des Herrn Reichspräsidenten von Hindenburg eröffnet werden.

Eine ausführliche Beschreibung der Bauausführung wird in nächster Zeit in der „Bautechnik" erscheinen.

Tagung für Photogrammetrie, veranstaltet durch die Gruppe Schlesien der Sektion Deutschland der Internationalen Gesellschaft für Photogrammetrie. Die Tagung findet am 9. und 10. Juni 1927 in der Technischen Hochschule Breslau statt. Außer Vorträgen wird eine Ausstellung von Instrumenten und ausgeführten Arbeiten geboten. Auskunft erteilt Privatdozent Dr. Feyer, Breslau 9, Paulstraße 33.

Die III. Hauptversammlung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau findet am 27. und 28. Mai in Köln, Augustiner Platz 7, statt. U. a. werden folgende Vorträge gehalten: Freitag, den 27. Mai, vorm. 11 Uhr: Präsident Euting, Grundsätze beim Ausbau des deutschen Landstraßennetzes für die Bedürfnisse des Kraftwagenverkehrs; Baudirektor Arntz, Deutschlands Lage im internationalen Straßennetz. Sonnabend, den 28. Mai, vorm. 9 Uhr: Geh. Reg.-Rat Prof. Otzen, Ministerialrat Dr.-Ing. Speck, Baudirektor Arntz, Bürgermeister Schneider und Regierungsbaumeister Hettich: Berichte über einzelne Durchgangsstraßen.

Geschweißte Eisenbauten. Zu der Mitteilung in der „Bautechnik" 1927, Heft 1, S. 20 sei ergänzend noch kurz über den Bau eines neuen fünfstöckigen Werkstättengebäudes der Sharon-Werke der Westinghouse Co. berichtet. Das Gebäude mißt 21,34 × 67,06 m im Grundriß, hat eine Höhe von 24,38 m über Erdgeschoß-Fußboden und ist ein Eisenfachwerkbau mit 20 cm starker Backsteinausmauerung und gespundeten hölzernen Fußböden. Der Entwurf dieses Bauwerks war von vornherein auf geschweißte Stabverbindungen berechnet, während bei früheren Eisenbauten die ursprünglich vorgesehenen Nietverbindungen erst während des Zusammenbaues durch geschweißte ersetzt wurden.

Überall wo der Entwurf es gestattete, waren Haupt- und Nebenträger durchlaufend ausgebildet (vergl. Abb.), was eine besonders sorgfältige Ausbildung und Schweißarbeit an den Stößen nötig machte, da bekanntlich gerade dort beträchtliche negative Biegungsmomente aufzunehmen sind. Man erzielte auf diese Weise eine Ersparnis von etwa $^1/_8$ des Gesamtgewichtes an Baustahl, der freilich die Mehrkosten für die hochwertige Schweißarbeit gegenüberstehen. Ki.

Die Gründung neuer Kaianlagen auf zylindrischen Eisenbeton-Brunnen für die Erweiterung der Werften im Hafen von Bremerton, Wash., ist bemerkenswert wegen der neuartigen Ausführung, der erheblichen Beschränkung der Baustelleneinrichtung und der Kostenersparnis infolge

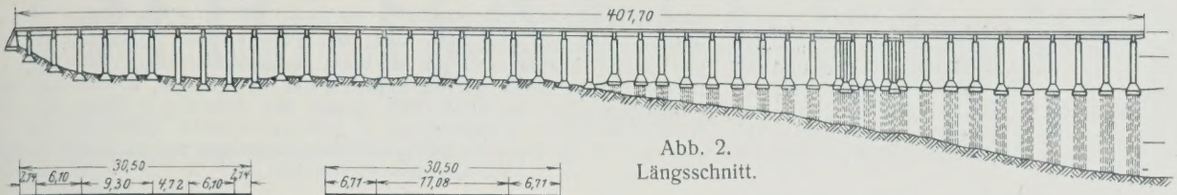


Abb. 2.
Längsschnitt.

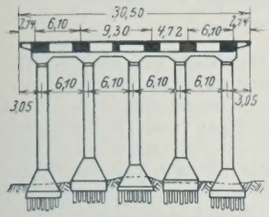


Abb. 1a.
Regelquerschnitt.

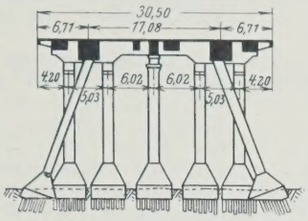


Abb. 1b. Querschnitt
unter dem Kran.

von Verwendung schnellerhärtenden Tonerdezements. Nach einem Bericht von J. J. Manning und W. F. Way in Eng. News-Rec. vom 3. März 1927 sollte der neue Kai für das Überholen und Ausbessern alter und die Ausrüstung und Einrichtung neu in Dienst zu stellender Schiffe dienen. Dazu mußte er Anlegeraum für vier Großschiffe und eine Ankertiefe von mindestens 11,90 m unter MNW haben, ferner für die Aufnahme schwerster Nutzlasten und die Aufstellung eines 350-t-Kranes berechnet sowie mit den erforderlichen Förder-, Lade- und Gleisanlagen ausreichend versehen sein.

Für so schwere Beanspruchungen und so große Abmessungen war die Ausführung eines hölzernen Bollwerkes nicht möglich, und die Verwendung von Betonpfählen wäre wegen der großen Gründungstiefe am vorderen Kaiende und der deshalb dort erforderlichen Pfahllängen zu kostspielig geworden.

Da bei einem älteren Teile der Werft die Gründung zweier Kais mit zylindrischen Eisenbetonbrunnen auf Holzpfahlunterbau sich bereits bewährt hatte, griff man mit einigen Abänderungen auch hier dazu. Abb. 1a und b zeigen den Regelquerschnitt sowie einen Querschnitt unter dem vorerwähnten 350-t-Kran, Abb. 2 einen Längsschnitt des rd. 400 m langen Kais. Danach wäre zwar für den landseitigen Teil des Kais die Gründung auf Betonpfählen statt auf Brunnen an sich möglich gewesen. Das hätte jedoch einmal eine doppelte Werkplatzanlage für das Betonieren von Pfählen und Brunnen erfordert und höhere Einrichtungskosten ergeben. Aber auch abgesehen vom Kostenpunkte besaß die Brunnengründung gegenüber der Gründung auf Pfählen mehrere Vorteile; so hatte z. B. nach dem genannten Bericht ein Hohlzylinder von etwa 1,40 m Durchmesser dieselbe Tragfähigkeit wie 18 Eisenbetonpfähle von 45 × 45 cm Querschnitt, die ihrerseits 3,7 mal soviel Eisen und 2,65 mal soviel Beton erfordern. Die Pfähle haben ferner eine 6,8 mal so große Oberfläche zwischen Ebbe- und Fluthöhen, sind also — da hier der Beton ähnlich wie das Holz erfahrungsgemäß am meisten gefährdet ist — um ebensoviel mehr der Zerstörung ausgesetzt. Endlich war man an den zuständigen Stellen zu der Ansicht gelangt, daß Eisenbetonbrunnen der verwendeten Art erheblich weniger Risse an der Oberfläche zeigen als Pfähle. So unbedenklich an sich derartige Haarrisse in gewöhnlichem Boden und Süßwasser sind, so erwünscht war es doch, sie im Seewasser zu vermeiden.

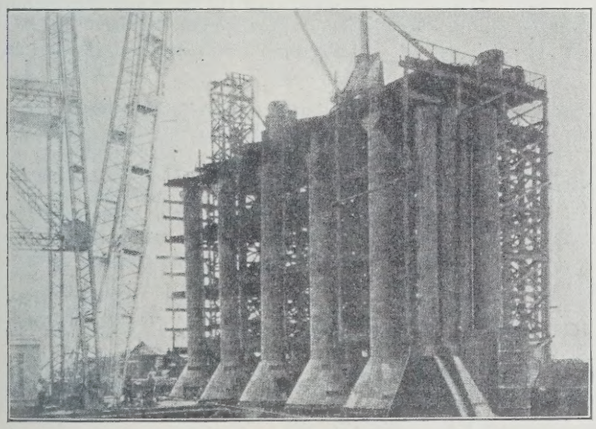


Abb. 3. Betonieren der Brunnen.

Wie bereits erwähnt, ergab die Verwendung von Tonerdezement eine wesentliche Kostenersparnis infolge seiner schnellen Erhärtung, die die Anlage ausgedehnter Lagerplätze entbehrlich machte. Die Brunnen wurden nach Abb. 3 stehend betoniert, 16 bis 20 Stunden in der Schalung belassen, 24 Stunden später abgesenkt und mit gewöhnlichem Portlandzement-Beton ausbetoniert. Dieser Schnellbetrieb gestaltete sich so wirtschaftlich, daß demgegenüber der Mehrpreis von 45 000 $ nicht ins Gewicht fiel, da die gesamten 234 Brunnen auf einem neben dem neuen Kai errichteten Gerüst von nur 6 × 30 m Ausdehnung hergestellt werden konnten.

Die für den Unterbau der flußseitigen Brunnen (Abb. 2) erforderliche Pfahlgründung bot nach den Erfahrungen früherer Hafenbauten in Bremerton keine Schwierigkeiten, obschon man Pfähle bis zu 32,5 m Länge zu verwenden genötigt war. Infolge des sehr nachgiebigen Bodens sanken sie unter den ersten Rammschlägen bis zu 15 m und wurden solange gerammt, bis bei einem Bärgewicht von rd. 2,5 t und 18 m Fallhöhe kein weiteres merkbares Eindringen zu beobachten war. Ki.

Die vorläufigen Leitsätze des Reichsausschusses für Normung und Prüfung von Straßenbaustoffen. Der Reichsausschuß für Normung und Prüfung von Straßenbaustoffen hat gleich am Tage seiner Gründung im Reichsverkehrsministerium am 16. März 1927 die Grundlage für seine künftigen Arbeiten gelegt, indem eine Anzahl von Leitsätzen bekanntgegeben worden sind, die nichts anderes enthalten, als daß sie den Versuch machen, dasjenige, was auf dem Gebiete der einzelnen Straßenbaustoffe bekannt ist, zusammenzufassen und außerdem die Aufgaben kurz zu umreißen, die in der nächsten Zeit gelöst werden müssen. Die Leitsätze waren vorher in dem Ausschuß für „wissenschaftliche und praktische Straßenbauforschung“ der Stu. f. A. durchberaten worden. Dieser Ausschuß hat aus Vertretern aller deutschen Hochschulen und der Materialprüfungsanstalt Berlin-Dahlem bestanden. Wertvolle Vorarbeiten hat auch der Deutsche Verband für Materialprüfung der Technik geleistet, in dem die Mehrzahl der Hochschuldozenten vertreten sind. Wie gleich vorweg betont werden soll, sind diese Leitsätze nichts Endgültiges; im Gegenteil sie sollen auf Grund weiterer wissenschaftlicher Forschung und Erfahrung an den Straßen möglichst vervollkommnet werden. Das soll gerade Aufgabe des neu gegründeten Ausschusses sein, in dem außer den Forschungsanstalten die wegeunterhaltungspflichtigen Verbände und die Bauindustrie vertreten sind. Die Kritik hat an diesen Leitsätzen sofort eingesetzt, die mit Dank angenommen wird, die aber fehlgeht, wenn sie annimmt, daß diese vorläufigen Leitsätze bereits als bindend anzusehen seien.

Es sind die folgenden vier Leitsätze herausgegeben worden:

I. für natürliche Gesteine als Straßenbaustoff, Bearbeiter Prof. Dr. Burchartz, Berlin-Dahlem,
II. für Asphalt als Straßenbaustoff, Bearbeiter Prof. Dr. Neumann, Stuttgart,
III. für Teer als Straßenbaustoff, Bearbeiter Prof. Hoepfner, Danzig,
IV. für Beton als Straßenbaustoff, Bearbeiter Prof. Dr. Spangenberg, München.

Zu I. Natürliche Gesteine für Straßenbauzwecke sind auf folgende Eigenschaften zu prüfen:

1. Petrographische Beschaffenheit,
2. Gefüge- und Bruchflächenbeschaffenheit,
3. Raumgewicht, spez. Gewicht, Dichtigkeitsgrad und Undichtigkeitsgrad,
4. Wasseraufnahme,
5. Frostbeständigkeit,
6. Sättigungskoeffizient,
7. Druckfestigkeit,
8. Abnutzbarkeit,
9. Kanten- und Stoßfestigkeit,
10. Zähigkeit,
11. Widerstandsfähigkeit gegen Zertrümmern,
12. Korngröße und -form des Schottermaterials.

Die Verfahren zu 1, 8 und 10 sind noch nicht festgelegt. Es müssen noch erst Forschungsarbeiten geleistet werden, wie sie auszubilden sind, damit die an den einzelnen Prüfungsstellen vorgenommenen Untersuchungen sich vergleichen lassen.

Auch zu 12 besteht noch kein einheitliches Verfahren. Hier wird der Siebnormenausschuß der Deutschen Industrie beim V. D. I. noch mit zu entscheiden haben. Für Österreich ist dieser Gegenstand bereits durch das Senormblatt B 3102 festgelegt. Prof. Dr.-Ing. Grengg in Wien, der das österreichische Normenblatt: „Natürliche Gesteine für Straßendecken und Gleisbettung“ bearbeitet hat, setzt an den deutschen Leitsätzen aus, daß sie noch zu wenig Bedacht auf Arbeiten der letzten Jahre nehmen, die in den westlichen Ländern sowie in Oesterreich ausgeführt worden sind. Diese Kritik erscheint dem unberechtigt, der die Entstehung der Normen mit erlebt hat und weiß, daß gerade diese Arbeiten reiflich schon mit erwogen worden sind und sicherlich in der nächsten Fassung irgendwie berücksichtigt werden.

Viel wichtiger ist die Frage, die im übrigen für alle Leitsätze gilt, wie die Verfahren vereinfacht werden können, damit schnell ein Urteil über die Beschaffenheit gewonnen wird.

Zu II. Die Leitsätze für Asphalt enthalten alles das, was durch den D. V. M., die Zentrale für Asphalt und Teer, die Vereinigung technischer Oberbeamter deutscher Städte und die Berichte der internationalen Straßenkongresse vorgearbeitet worden ist. Es werden aber noch viele Fragen zu klären sein, z. B. über die Prüfung und Bewertung der Asphaltemulsionen.

Zu III. Die Leitsätze für Teer lassen erkennen, daß die Erkenntnis auf diesem Gebiete noch gering ist und hier noch sehr viel aufbauende Arbeit zu leisten ist.

Zu IV. Die für Beton in Bauwerken erlassenen Vorschriften sind sinngemäß auf den Straßenbeton angewendet worden.

Der Erfolg des ganzen Unternehmens wird davon abhängen, ob es gelingt, in Zukunft aus der Anwendung im Bauwesen die nötigen Erfahrungstatsachen zu gewinnen, um die Leitsätze überprüfen und zu endgültigen machen zu können, d. h., ob die Bauverwaltungen und die Unternehmer sie berücksichtigen und ihre Erfahrungen bekanntgeben werden. In dieser Hinsicht will der eingangs genannte Reichsausschuß anregend wirken. Dr. Neumann.

Ein Bauingenieur in einer Lokomotivfabrik. Die Baldwin-Werke, die bekannte amerikanische Lokomotivfabrik, beschäftigen zur Instandhaltung ihrer Anlage einen „Engineer of Plant", den man wohl als ihren Baudirektor bezeichnen darf, und haben dazu einen Beamten mit bautechnischer Vorbildung gewählt. Seine Aufgabe geht aber über die bauliche Unterhaltung der Anlage weit hinaus, sie umfaßt geradezu die Leitung des gesamten Dienstes mit Ausnahme des eigentlichen Lokomotivbaues.

Von der Größe dieser Aufgabe gibt der Umfang der Anlagen der Baldwin-Werke einen Begriff; sie bestehen aus zwei Teilen, einem in Philadelphia und einem in Eddystone. Der Baudirektor hat seinen Sitz in Philadelphia, in Eddystone hat er einen Vertreter. Die Anlage in Philadelphia hat eine überbaute Fläche von 7,3 ha; die Zahl der Gebäude beträgt 55; sie haben bis acht Stockwerke. Ihre Fußbodenfläche ist über 20 ha, ihre Dachfläche gegen 8 ha groß. Die Fensterflächen umfassen 2,5 ha; 4% dieser Glasflächen sind jährlich zu ersetzen. Für Erneuerung des Anstrichs der Gebäude und ihrer Teile werden jährlich etwa 20 000 Dollar aufgewendet. Bei der Anlage in Eddystone sind sogar fast 30 ha überbaut, und zwar mit 185 Gebäuden, die zusammen eine Fußbodenfläche von fast 35 ha haben. Sie zeichnet sich gegenüber der Fabrik in Philadelphia auch dadurch aus, daß sie eine etwa 40 km lange Gleisanlage in Vollspur und Anlagen, auf denen die Lokomotiven auf Seeschiffe verladen werden, besitzt.

Alle diese Gebäude mit ihrer Ausstattung an Hebezeugen, Maschinen außer Werkzeugmaschinen, Aufzügen, elektrischen und anderen Leitungen werden vom Baudirektor instand gehalten. Er verfügt zu diesem Zweck über einen Stab von Gehilfen, denen wiederum die ausführenden Arbeitskräfte unterstehen. Um diese leiten zu können, dürfen sich seine Kenntnisse nicht auf das engere Gebiet des Bauingenieurs beschränken, sondern er muß auch in der Lage sein, schwierigere Aufgaben aus dem Gebiete des Maschinenbaues, der Elektrotechnik und anderer Gebiete zu lösen.

Einen wesentlichen Teil der Arbeit des Baudirektors und seines Stabes macht naturgemäß die Überwachung des baulichen Zustandes der Gebäude aus. Sowohl das Mauerwerk wie die eisernen Tragteile, die Fußböden und Decken, auch die Dächer werden dauernd besichtigt, um etwaige Schäden an ihnen beizeiten zu erkennen. Auf lose Niete und deren Ersatz, auf Rosterscheinungen und deren Beseitigung wird besonders geachtet. In allen Gebäuden sind Anschläge zu machen, die die zulässige Belastung der Fußböden angeben, und die Einhaltung dadurch vorgeschriebener Beschränkungen wird streng überwacht. Die Decken haben im allgemeinen eine Tragfähigkeit von 1170 kg/m², die am stärksten belasteten aber von 3230 kg/m².

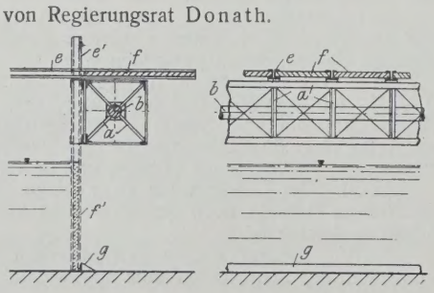
Die Lastenaufzüge werden zweimal wöchentlich, die Personenaufzüge täglich nachgesehen. Die Behälter für das Druckwasser zum Betrieb der Aufzüge werden einmal im Jahre gesäubert und neu gestrichen. Die Krane werden dauernd überwacht, die wichtigsten von ihnen werden täglich untersucht. Es handelt sich dabei in Philadelphia allein um 155 elektrisch und 82 von Hand betriebene Laufkrane, um 180 Auslegerkrane, von denen die Mehrzahl für Handbetrieb eingerichtet ist, um vier Laufkrane und 17 Auslegerkrane mit Druckwasserantrieb; alle diese Krane haben zusammen 438 Motoren mit 5662 PS. Die Hebeketten an den Kranen werden monatlich einmal nachgesehen; dabei wird jede Woche ein bestimmter Teil des Werkes vorgenommen. Zu diesen Arbeiten kommt noch die Überwachung der Wasserleitungen, namentlich der für Feuerlöschzwecke, aber auch der für Trinkzwecke, der Bäder, Aborte u. dergl., der Ölleitungen, der Luftleitungen und Luftbehälter und endlich auch die Beaufsichtigung der Wachtmannschaften, die auf 35 Posten verteilt sind.

Dem Baudirektor fällt neben der baulichen Unterhaltung der Gebäude auch der Neubau zu. Die Pläne dafür werden unter seiner Mitwirkung von einem beratenden Ingenieur bearbeitet, der früher Baudirektor war. Für die örtliche Bauleitung größerer Neubauten werden besondere Kräfte eingestellt. Die Zahl der hier beschäftigten Arbeiter schwankt je nach den im Gang befindlichen Bauten. Zurzeit beträgt sie in Eddystone mehrere hundert, weil die dortigen Anlagen so ausgebaut werden, daß sie in Zukunft das Hauptwerk bilden. Wkk.

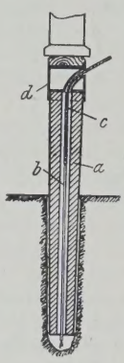
Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Schützenwehr. (Kl. 84a, Nr. 435 720 vom 21. 11. 1924 von Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, A.-G. in Nürnberg.) — Bei Schützenwehren, die in mehrere selbständig aufzuziehende Wehrtafeln unterteilt sind, werden die Losständer *c* mit den Wehrtafeln *f* von einem



starken, drehbaren Querbalken *a* getragen, der an seinen beiden Enden mittels Zapfen *b* in Lagern ruht; zur Führung der Schütztafeln sind ⊔-Eisen *e* angeordnet. Soll das Wehr geschlossen werden, so wird der Balken *a* nebst Wehr um die Zapfen *b* um 90° gedreht, so daß sich die Führungen *e* für die Schützfafeln gegen den Anschlag *g* legen und die Wehrtafeln in die Verschlußlage *f'* gebracht werden. Der Querbalken kann auch mittels Wälzbogen an seinen beiden Enden auf Wälzbahnen aufruhen.



Vorrichtung zum Einspülen von Hohlpfählen. (Kl. 84c, Nr. 432 544 vom 2. 9. 1923 von Siemens-Bauunion G. m. b. H. Kommanditgesellschaft in Berlin.) — Um beim Einspülen von Hohlpfählen in den Boden unter Verwendung einer auf einen Pfahlkopf aufgesetzten Rammhaube zu vermeiden, daß durch Rammschläge auf die Haube die Spüldüse so fest in den Boden eingetrieben wird, daß kein Wasser austreten kann und die Spülung unterbrochen wird, setzt man an das Spülrohr *b* innerhalb des Pfahles *a* einen Schlauch *c* an, der durch die schräg durchbohrte und abnehmbare Rammhaube *d* führt. Beim Rammen kann das Rohr *b* hochgezogen werden, ohne daß Erde in die Spüldüse eintritt und diese verstopft.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: Reichsbahnoberrat Lorenz, Werkdirektor des R. A. W. Berlin, als Mitglied zum R. Z. A. in Berlin, die Reichsbahnräte Kriesel, Vorstand des R. B. A. Liegnitz 2, als Vorstand zum R. B. A. Königsberg (Pr.) 2, Karl Hoffmann, Vorstand des R. B. A. Allenstein 1, als Vorstand zum R. B. A. Liegnitz 2, Ewald Kretschmar, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Ebersbach (Sa.), zur R. B. D. Oppeln, die Reichsbahnbaumeister Popp, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Schwerte, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Mülheim-Speldorf, Böhm, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Opladen, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Schwerte und Wiens, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Mülheim-Speldorf, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Recklinghausen.

Übertragen: dem Reichsbahnrat Giehler, bisher bei der R. B. D. Berlin, die Stellung als Werkdirektor beim R. A. W. Berlin.

Ausgeschieden: Reichsbahnoberrat Karl Fritzen in Düsseldorf infolge seiner Ernennung zum Ministerialrat im Reichsverkehrsministerium, die Reichsbahnräte Dr.-Ing. Hans Reingruber infolge seiner Ernennung zum Oberregierungsbaurat im Reichsverkehrsministerium, Dr. jur. Walter Schmidt in Dresden, Dr. jur. Kiefer in Ludwigshafen und Dr. jur. Friebe in Oppeln infolge ihrer Ernennung zum Regierungsrat im Reichsverkehrsministerium.

Bayern. Der mit dem Titel und Rang eines Oberregierungsbaurates ausgestattete Oberbauamtmann und Vorstand des Neubauamts Nürnberg für den Ausbau der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau Friedrich Arnold ist in gleicher Diensteigenschaft in etatmäßiger Weise an die Regierung der Pfalz mit dem Dienstsitz in Speyer berufen worden.

In etatmäßiger Weise sind in gleicher Diensteigenschaft berufen worden: der mit dem Titel und Rang eines Oberbauamtmannes ausgestattete Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamts Regensburg Karl Bösenecker an das Straßen- und Flußbauamt Simbach und der Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamts Simbach Adolf Bullmann an das Straßen- und Flußbauamt Regensburg.

Preußen. Versetzt: die Regierungs- und Bauräte bezw. Regierungsbauräte (W.) Gramberg I vom Neubauamt für Brückenbauten in Schwedt a. d. Oder an die Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen in Potsdam, Heinrich Witte von Haltern nach Koblenz unter Übertragung der Verwaltung des Wasserbauamts I daselbst, Le Blanc von Schwedt a. d. Oder an die Rheinstrombauverwaltung in Koblenz; die Regierungsbaumeister (W.) Waldemar Mügge von Morsum auf Sylt nach Rodenäs, Hirsch vom Wasserbauamt in Verden a. d. Aller an die Elbstrombauverwaltung in Magdeburg.

Übertragen wurde dem Regierungsbaurat (W.) Dr.-Ing. Freund in Schwedt a. d. Oder die Verwaltung des Neubauamts für Brückenbauten daselbst.

Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst überwiesen wurden: die Regierungsbaumeister (W.) Knieß dem Vorarbeitenamt in Verden a. d. Aller, Steckhahn dem Wasserbauamt in Verden a. d. Aller.

Die Staatsprüfung hat bestanden: der Regierungsbauführer Heinz Kroseberg (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

INHALT: Bau einer elektrischen Hubbrücke über den Hunte-Ems-Kanal innerhalb der Stadt Oldenburg. — Die neuen Flugzeughallen A und B in Hamburg-Fuhlsbüttel. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Vom Dammbau Festland—Sylt. — Tagung für Photogrammetrie. — III. Hauptversammlung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. — Geschweißte Eisenbauten. — Gründung neuer Kaianlagen auf zylindrischen Eisenbeton-Brunnen. — Vorläufige Leitsätze des Reichsausschusses für Normung und Prüfung von Straßenbaustoffen. — Ein Bauingenieur in einer Lokomotivfabrik. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang | BERLIN, 27. Mai 1927. | Heft 23

Alle Rechte vorbehalten.

Entwurfsarbeiten für das Schiffshebewerk bei Niederfinow.

Von Ministerialrat Dr.-Ing. **Ellerbeck.**

Nach einem Vortrage, gehalten am 25. Februar 1927 in der Preußischen Akademie des Bauwesens (gekürzt).

Der Abstieg des Hohenzollernkanals bei Niederfinow überwindet den rd. 36 m betragenden Höhenunterschied zwischen der Scheitelhaltung des Kanals und der Haltung im Tal der Alten Oder. Nach Maßgabe des preußischen Wasserstraßengesetzes vom 1. April 1905 sollten dort eine Schleusentreppe und neben dieser eine geneigte Ebene, ein Schiffshebewerk oder eine zweite Schleusentreppe errichtet werden. Die Schleusentreppe wurde alsbald erbaut und 1914 in Betrieb genommen, sie besteht aus vier Stufen von je 9 m Gefälle, die Schleusen sind sogenannte Verbundschleusen,[1]) vergl. den Lageplan, Abb. 1, oberer Arm. Der bauliche Zustand dieser Schleusentreppe ist indes nicht einwandfrei, und daher die Errichtung eines zweiten Abstiegbauwerks nunmehr besonders dringend. Nach Fertigstellung des Hebewerks wird die Schleusentreppe für eine gewisse Zeit außer Betrieb genommen und instand gesetzt werden müssen.

Die Untersuchungen darüber, ob das zweite Abstiegbauwerk zweckmäßig als geneigte Ebene, als Schiffshebewerk oder als Schleusentreppe hergestellt wird sowie die Entwurfsarbeiten für solche sind, abgesehen von einer Unterbrechung durch den Krieg, fast dauernd fortgesetzt. Ihre lange Dauer läßt die Größe der vorliegenden Schwierigkeiten erkennen. Die Untersuchungen haben zu dem Ergebnis geführt, daß aus technischen und wirtschaftlichen Gründen die Errichtung eines Schiffshebewerks an der im Lageplan bezeichneten Stelle vorzuziehen ist. Die folgenden Zeilen sollen in knappster Form die für ein solches Hebewerk aufgestellten Entwürfe behandeln.

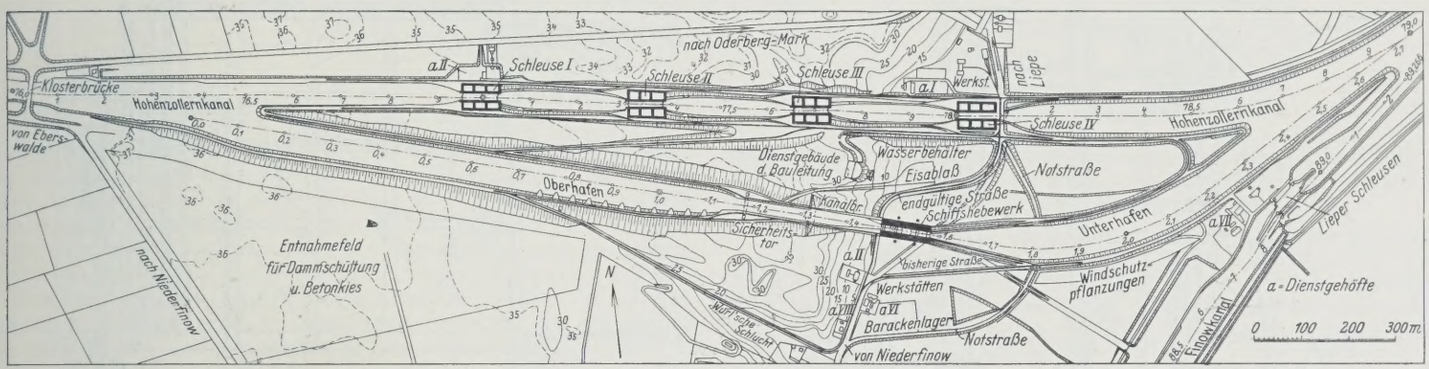


Abb. 1. Übersichtsplan für den zweiten Abstieg des Hohenzollernkanals bei Niederfinow.

Einleitung, bestehende Hebewerke.

Das älteste Schiffshebewerk ist bekanntlich das in England nach einem Entwurf von 1796 bereits 1838 errichtete Hebewerk im Grand-Western-Canal (Abb. 2), das Schiffe von 8 t Gewicht 14 m hochhebt. Es besteht aus zwei hölzernen Trögen, die durch Gallsche Ketten miteinander verbunden sind und sich gegenseitig das Gleichgewicht halten. Die Ketten laufen über drei Kettenrollen von 5 m Durchm., deren mittlere mit Zahnkranz, Handantrieb und Bremsen versehen ist. Die Kraft zur Bewegung wird durch Wasserüberlast oder -unterlast erzeugt. Das Gewicht der laufenden Ketten wird durch Belastungsketten ausgeglichen, die an die Tröge angehängt sind. Die Tröge treten in wasserfreie Kammern. Als End- und Haltungsabschlüsse dienen gußeiserne Schützen in gußeisernem Rahmen, zur Dichtung des Anschlusses an die Haltung Flechtwerk aus geteerten Tauen. Dieses wird an der unteren Haltung durch einen Keil selbsttätig angepreßt, an der oberen Haltung durch Schrauben von Hand.

Die Wasserfüllung eines Troges ist weniger als $^1/_{100}$ des für Niederfinow erforderlichen Troginhaltes.

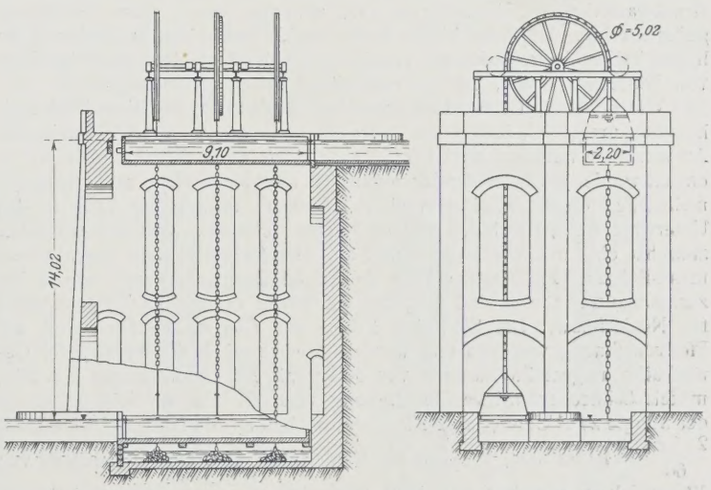
Von größerer Bedeutung sind die hydraulischen Hebewerke, deren Tröge auf Druckwasserkolben ruhen. Sie haben stets zwei Tröge, die mit Wasser gefüllt sind und einander nach dem Prinzip der hydrostatischen Wage das Gleichgewicht halten. Der Wasserdruck auf die Kolben beträgt 25 bis 50 at.

[1]) Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 108.

Das erste derartige Bauwerk ist das im Jahre 1875 bei Anderton in England errichtete Hebewerk, das aber im Jahre 1906 in ein Hebewerk mit Gewichtsausgleich — Auswuchtung — durch Gegengewichte an Drahtseilen umgebaut ist.

Das zweite Doppelhebewerk mit Preßkolben, bei Les Fontinettes in Nordfrankreich, wurde 1888 in Betrieb genommen. Es liegt neben einer fünfstufigen Schleusentreppe und hebt 300-t-Schiffe 13,1 m hoch. Die Kolben haben 2 m Durchm. und stehen unter 25 at Wasserdruck entsprechend einer Hubkraft von 785 t, das sind rd. $^3/_{16}$ der für Niederfinow erforderlichen Hublast. Das Hebewerk hat eine trockene Trogkammer, den Abschluß von Trog und Haltung bilden Hubtore, zur Dichtung des Spaltes zwischen den Abschlüssen von Haltung und Trog dienen Dichtungsschläuche, die mit Druckwasser gefüllt werden. Diese Schläuche sollen sich bewährt haben, müssen aber alle zwei Jahre erneuert werden. Ein Modell des Hebewerks war 1926 in Basel ausgestellt.

Das nahezu gleichzeitig fertiggestellte Schiffshebewerk im Canal du Centre bei La Louvière in Belgien hebt Schiffe von 300 t Tragfähigkeit auf 15,4 m Höhe. Nach seinem Vorbilde sind in demselben Kanal drei weitere Hebewerke mit zusammen 50,8 m Gefälle errichtet; mit der Herstellung war 1909 begonnen, die durch den Krieg unterbrochenen Arbeiten wurden auf Veranlassung der deutschen Heeresverwaltung fortgesetzt und unter deren Leitung die Hebewerke 1917 dem Betrieb übergeben. Bei dem stärksten von ihnen beträgt die Hubkraft 1570 t, das sind rd. $^3/_8$ der Hublast bei Niederfinow.



Längenschnitt. Querschnitt.

Abb. 2. Doppelhebewerk mit Gewichtsausgleich im Grand-Western-Kanal 1796. 1838.

Über diese Hebewerke findet sich in der „Bautechnik“ 1925, Heft 38, ein ausführlicher Bericht des Regierungs- und Baurats Sperling, auf den verwiesen wird.

Endlich sind in Kanada im Trent-Canal in den Jahren 1903 und 1907 zwei hydraulische Schiffshebewerke bei Peterborough und Kirkfield errichtet;[2]) das erstere hebt Tröge von 42,7 m Länge, 10,06 m Weite und 2,44 m Wassertiefe, dementsprechend mit einer Wasserlast von 1100 t, also nahezu der Hälfte der in Niederfinow zu hebenden Wasserlast, 19,80 m hoch.

Das Hebewerk bei Kirkfield hat 15,24 m Gefälle.

Für mäßige Lasten ist das System des hydraulischen Hebewerks zweckmäßig, es bietet aber auch dann schon erhebliche Herstellungs- und Betriebsschwierigkeiten. Für ganz große Lasten könnte der Trog nicht auf einen Kolben gesetzt werden, bei Anordnung mehrerer Kolben stellt aber die Parallelführung eine fast unlösbare Aufgabe dar, die von Hoech im Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 142 u. f. eingehend behandelt wird. Für große Lasten kommt es daher wohl nicht in Betracht. Tatsächlich ist denn auch weder zum österreichischen Wettbewerb 1895, noch in den späteren Wettbewerben, insbesondere für Niederfinow, auch nur ein einziger Entwurf zu einem hydraulischen Hebewerk eingereicht, während zum Wettbewerb zu dem Henrichenburger Hebewerk 1893 noch ein Entwurf mit Druckwasserkolben eingegangen war, der aber m. W. keine Beachtung gefunden hat. Übrigens bieten auch, wie Jebens 1905 nachwies,[3]) die hydraulischen Hebewerke bei etwaigem Trogleerlauf nicht dasjenige Maß von Betriebssicherheit, das wir neuerdings unbedingt verlangen.

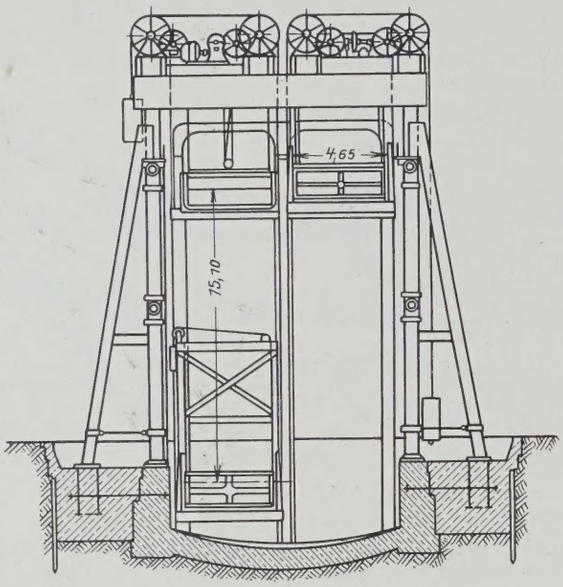


Abb. 3. Querschnitt.

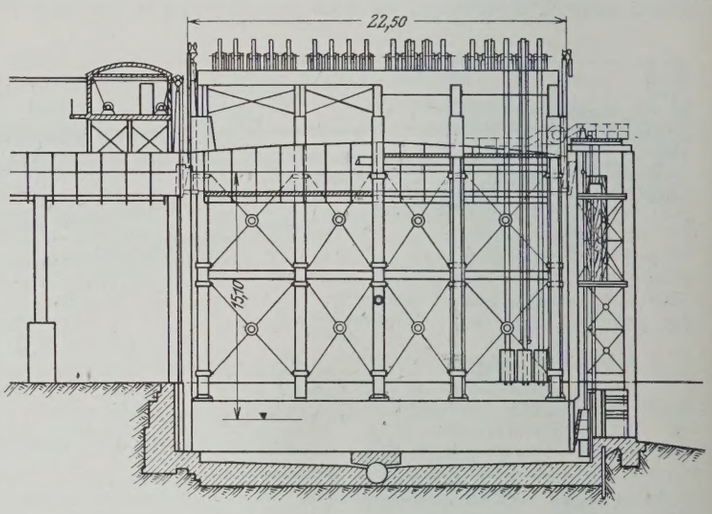


Abb. 4. Längsschnitt.

Abb. 3 u. 4. Hebewerk mit Gegengewichten an Drahtseilen in Anderton (England) 1906.

Wie erwähnt, ist das Hebewerk bei Anderton im Jahre 1906 vollkommen umgebaut, indem der hydraulische Gewichtsausgleich durch eine Auswuchtung mittels zahlreicher Gegengewichte an Drahtseilen (Abb. 3 u. 4) ersetzt wurde.[4]) So entstanden eigentlich zwei Hebewerke auf einem gemeinsamen Gerüst. Bei dem alten Hebewerk tauchte der Trog in das Unterwasser ein, das hatte man als Nachteil erkannt. Man ordnete daher zunächst eine trockene Trogkammer an. Das Gerüst besteht aus Mannesmann-Rohren. Zur Auswuchtung dienen 36 Gewichtsgruppen von je 7 t, zusammen 252 t, das sind 6 % des auf 4200 t ermittelten Troggewichtes für Niederfinow. Die Seilrollen haben nur 1,84 m Durchm., sind mit Pfeilverzahnung versehen und werden durch zwei in der Mitte jeder Gerüsthälfte aufgestellte Motoren von 30 PS mit 750 Umdrehungen i. d. Min. mittels Schneckenantriebes in Drehung versetzt. Da die Seilscheiben in der Minute zwei Umdrehungen machen, so beträgt die Hubgeschwindigkeit $\frac{2 \cdot 1{,}84}{60} = 19$ cm/Sek., während für Niederfinow eine Geschwindigkeit von 12 cm/Sek. vorgesehen ist. Will man sich von dieser Geschwindigkeit ein Bild machen, so möge man sich vorstellen, daß bei einer Geschwindigkeit von 12 cm/Sek. zur Zurücklegung eines Kilometers 2 Stunden und 19 Minuten gebraucht werden.

Bei einem Hebewerk muß man mit der Möglichkeit rechnen, daß, etwa durch einen Unfall, so insbesondere durch Leckwerden und mehr oder minder schnelles Leerlaufen des Troges, außerordentliche Gleichgewichtstörungen eintreten könnten. In Anderton dient die beschriebene Antriebsvorrichtung auch zum Festhalten des Troges bei solchen außerordentlichen Gleichgewichtstörungen; da aber bei etwaigem Leerlaufen des Troges zu befürchten wäre, daß die Seile auf den gebremsten Rollen gleiten, so sind vier besondere Seile angeordnet, die sich auf Trommeln auf- und abwickeln und in solchem Falle den Trog festhalten.

Während bei der für Niederfinow in Aussicht genommenen Anordnung die Gegengewichte mit ihren Seilen und Rollen nur eine Aufgabe haben sollen, nämlich die der Auswuchtung, haben demnach diese Teile hier eine mehrfache Aufgabe: 1. das Auswuchten, 2. den Antrieb, 3. die Bremsung und das Festhalten bei Trogleerlauf, wobei zur Mitwirkung im letzteren Falle die besonderen auf Trommeln leer mitlaufenden Seile vorhanden sind, 4. die Parallelführung des Troges (Verhinderung einer Schiefstellung).

Leider wird es nicht möglich sein, in gleich einfacher Weise in Niederfinow die $16\frac{1}{2}$fache Last auf doppelte Höhe zu heben. Für die an zweiter bis vierter Stelle aufgeführten Aufgaben sind daher in dem neu mitgeteilten Entwurf besondere Organe vorgesehen (Abb. 28 u. f.).

Bei dem bedeutendsten der bestehenden Schiffshebewerke, dem bei Henrichenburg,[5]) dienen zur Auswuchtung bekanntlich fünf große Tauchzylinder von zusammen rd. 2400 t Auftrieb-Überschuß, das sind $\frac{4}{7}$ des für Niederfinow vorgesehenen Troggewichtes. Antrieb, Parallelführung und Bremsung, auch bei außerordentlichen Gleichgewichtstörungen, werden durch vier Schraubenspindeln vermittelt. Diese sind zwar für sich allein nicht vollkommen selbstsperrend, können aber im Zusammenwirken mit den magnetischen Antriebsbremsen den Trog auch im Falle des Leerlaufs sicher festhalten. Der Hub beträgt rd. 14 m. Zum Abschluß von Trog und Haltungen dienen Hubtore, zur Dichtung des Spaltes zwischen den Abschlüssen Keilrahmen mit Gummiwulsten. Bezüglich der Einzelanordnungen verweise ich auf die in der Fußnote angegebenen Veröffentlichungen; bemerken möchte ich nur, daß durch das Ein- und Austauchen der Einsteigeschächte auf den Tauchkörpern und den Trogstützen eine Gleichgewichtsstörung eintritt, die den Betrieb erschwert. Sie ließe sich verhältnismäßig leicht beseitigen.

Abb. 5 gibt eine Patentzeichnung[6]) des Ingenieurs Baurat Jebens in Ratzeburg wieder, die eine weitgehende Übereinstimmung mit dem ausgeführten Hebewerk erkennen läßt. Jebens hat die Schraubenspindelführung angegeben und ist daher in erster Linie als Urheber des Hebewerkentwurfs anzusehen. Schwimmer waren schon 1883 von dem französischen Ingenieur Seyrig in einer französischen Zeitschrift vorgeschlagen, aber in Verbindung mit Preßkolben. Jebens hat sich auch später noch durch zahlreiche Entwürfe und Veröffentlichungen an der Entwicklung der Hebewerke beteiligt. Charakteristisch für seinen rastlosen Erfindergeist war der Optimismus, mit dem er stets jedesmal den neuesten seiner zahlreichen Vorschläge für den geeignetsten und endgültigen hielt; noch im März 1912 schreibt er einmal, nachdem er schon so viele Entwürfe vorgelegt hatte: „Mir ist es erst vor etwa drei Wochen gelungen, den richtigen Grundgedanken zu finden für ein Schiffshebewerk bei Niederfinow.“ Annahme fanden seine Vorschläge für Niederfinow nicht, doch wurde ihm im Dezember 1912 zur Anerkennung der Charakter als Baurat verliehen.

Der Trog des Henrichenburger Hebewerks hat 68 m Länge, 8,6 m

[2]) Zeitschr. d. V. d. I. 1904, S. 326, 1589; 1907, S. 799; 1916, S. 801.
[3]) Glasers Annalen 1905, Bd. 56, S. 30.
[4]) The Engineer 1908, S. 82; Engin. News 1908, S. 616.
[5]) Vergl. Ztschr. f. Bauw. 1901, S. 278; Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 509; 1896, S. 308; Ztschr. d. V. d. I. 1899, S. 941.
[6]) D. R. P. 80 531.

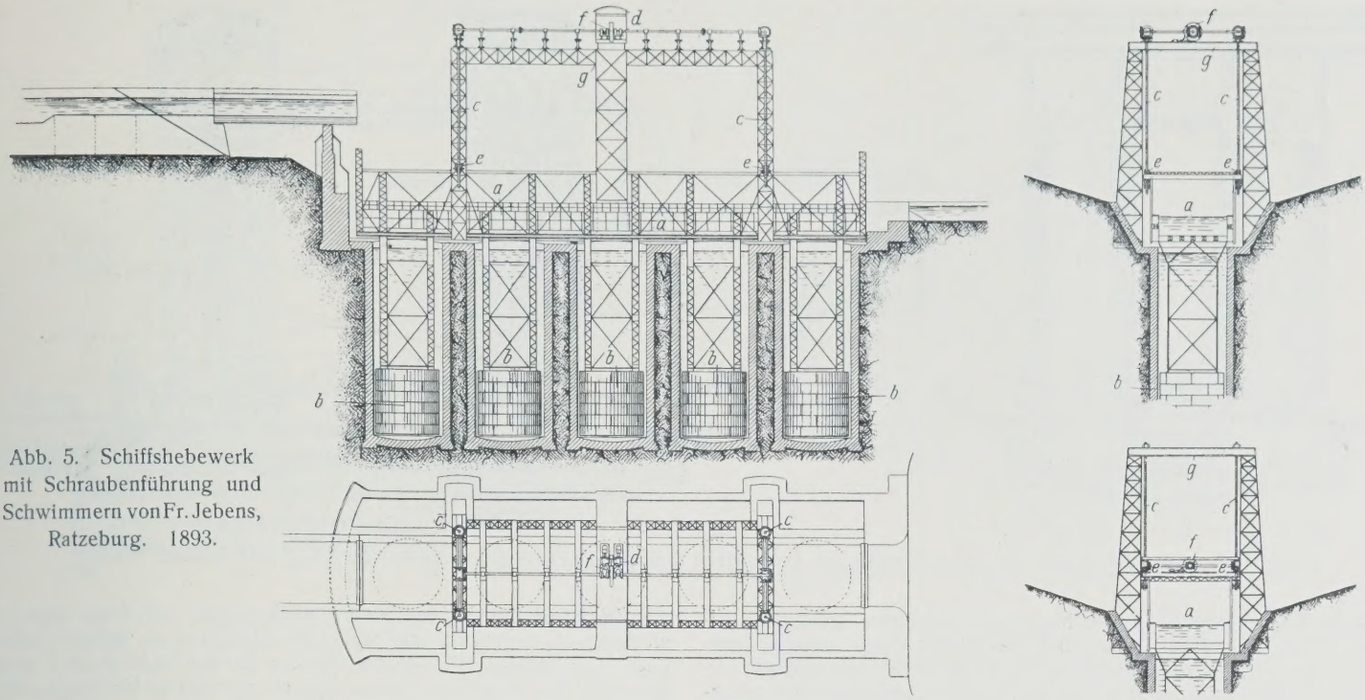


Abb. 5. Schiffshebewerk mit Schraubenführung und Schwimmern von Fr. Jebens, Ratzeburg. 1893.

nutzbare Breite und 2,5 m Wassertiefe, seine Wasserfüllung beträgt 1550 m³. Die älteren Entwürfe für Niederfinow sahen ungefähr die gleiche Troggröße vor; nur sollte die nutzbare Breite von 8,6 auf 9,6 m vergrößert werden, was zu einer Füllmenge von 1660 m³ führte, d. i. 7½ % mehr. Dem entsprechen die älteren Entwürfe. Später wollte man die nutzbare Breite von 9,6 m auf 10 m vergrößern. Erst neuerdings hat man sich entschlossen, erheblich größere Trogabmessungen, nämlich 85 m Länge und 12 m nutzbare Breite zu verlangen, geeignet für die gleichzeitige Durchführung von vier Finowkähnen und für einen 1000-t-Kahn. Das führt zu einer Trogfüllung von rd. 2600 m³ und bedeutet gegenüber der Troggröße des Henrichenburger Hebewerks eine Vergrößerung um rd. 68 %, also auf das 1⅔fache.

Die vorstehenden Angaben über die bestehenden Hebewerke lassen erkennen, daß keins von diesen in seinen Ausmaßen, insbesondere hinsichtlich der Hubhöhe und der Troggröße, mit dem für Niederfinow geplanten auf eine Stufe zu stellen ist; durch die Ausführung in Niederfinow wird also ein bedeutsames und einzigartiges Bauwerk erstehen.

Hebewerkentwürfe.

A. Ältere Entwürfe.

Für das Schiffshebewerk bei Niederfinow waren schon anläßlich der Vorbereitung des Gesetzentwurfes für den Großschiffahrtsweg Berlin—Stettin 1898 drei Firmen zur Vorlage von Entwürfen gegen eine Vergütung von je 4000 Mark ersucht worden. Nach Prüfung der eingegangenen Entwürfe wurden zwei Firmen um weitere Durcharbeitung gebeten, aber schließlich auch die durchgearbeiteten Entwürfe, in erster Linie wegen der hohen Kosten, abgelehnt. Da alle diese Entwürfe geneigte Ebenen betrafen, die man damals für eine Hebung auf 36 m noch für zweckmäßig hielt, so darf ich sie hier übergehen. Inzwischen hatte aber Jebens zusammen mit der Firma Haniel & Lueg einen neuen Entwurf für ein senkrechtes Hebewerk eingereicht, für den ihm auch 4000 Mark zugestanden wurden. Er sieht Auswuchtung durch Gegengewichte an Drahtseilen in Verbindung mit Schraubenspindeln vor. Eine solche Anordnung war übrigens schon damals nichts Neues. Abb. 6 zeigt einen Hebewerkentwurf der Firma Haniel & Lueg für 25 m Hub aus dem Wettbewerb für den Donau-Moldau-Elbe-Kanal 1895.[7]) Der Entwurf zeigt viel Übereinstimmung mit unseren neuesten Entwürfen; er zeigt insbesondere schon die Hauptvorteile eines solchen Gewichtsausgleichs: Trog und Gegengewichte bewegen sich nur lotrecht, die bewegten Teile sind auf ein Mindestmaß beschränkt. Wegen der weitgehenden Unterteilung haben Gegengewichte, Seile, Rollen, Rollenlager usw. im einzelnen verhältnismäßig nicht sehr große Abmessungen, sie sind in vielfacher Wiederkehr einander gleich; die Belastung des Baugrundes ist unveränderlich. Aber auch den Hauptnachteil: die Vielheit der bewegten Teile. Auch hier sollte schon die Gleichgewichtstörung, die durch das Gewicht der sich abrollenden Seile herbeigeführt wird, ausgeglichen werden. Die umlaufenden Schraubenspindeln wirken ähnlich wie in Henrichenburg. Damals wollte man, um ein Gefälle von 100 m zu überwinden, vier solche Hebewerke hintereinander errichten.

Jebens ist kühner, er schlägt für Niederfinow gleich ein Hebewerk von 36 m Hubhöhe vor (Abb. 7); dabei sollten die Spindeln aus je drei Stücken gestoßen werden. Die Spindeln sollten nicht, wie in Henrichenburg, umlaufen, sondern feststehen, also die Muttern umlaufen, was naheliegende Vorteile bietet. Es hat zur Folge, daß der Motor auf dem Trog, nicht auf dem Gerüst aufzustellen ist.

Der Grundsatz einer möglichst weitgehenden Unterteilung der Gegengewichte ist verlassen, es sollten nur vier Gruppen von je acht Gegengewichten zu je 90 t angeordnet werden, was einem Gesamtgewicht von 2880 t entspricht. Als Drahtseile waren 8 cm starke patentverschlossene Kabel aus Stahl von 135 kg/mm² Festigkeit vorgesehen, die Rollen sollten 6 m Durchm. erhalten. Die Gegengewichte sind auf dem Führungsturm für die Spindeln zusammengezogen, wodurch erreicht wird, daß die Stützung im Falle des Trogleerlaufs von der gleichen Stelle aus stattfindet wie im gewöhnlichen Betriebe, im übrigen werden aber dadurch die Lasten in ungünstiger Weise zusammengedrängt, was zu stark belasteten Seilen und Lagern führt. Zur Dichtung sollten Keilrahmen dienen. Das Spaltwasser sollte sich an der oberen Haltung in eine besondere Sammelrinne ergießen und bei der Abwärtsfahrt als Ballast dienen. Auf einen Ausgleich des Seilgewichtes wollte Jebens verzichten. Abgelehnt wurde der Entwurf wegen der hohen Kosten, die auf 6,9 bis

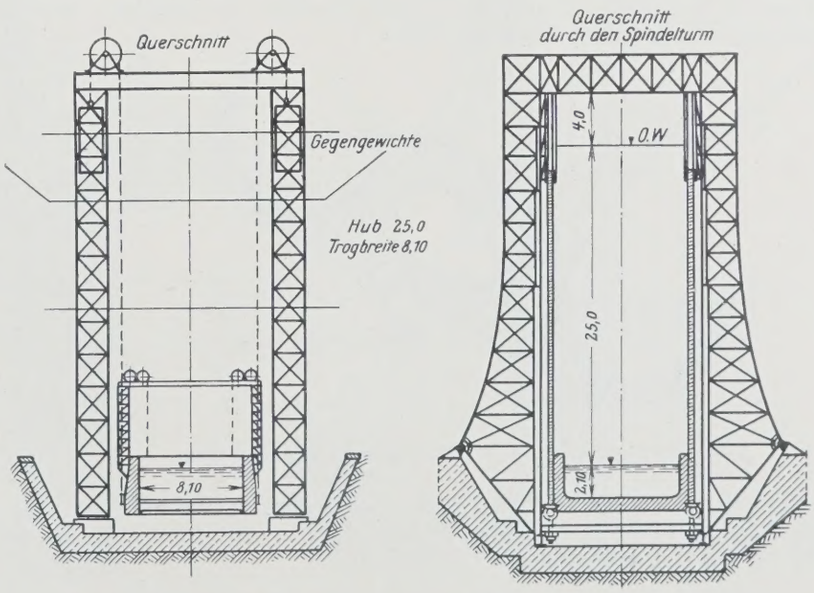
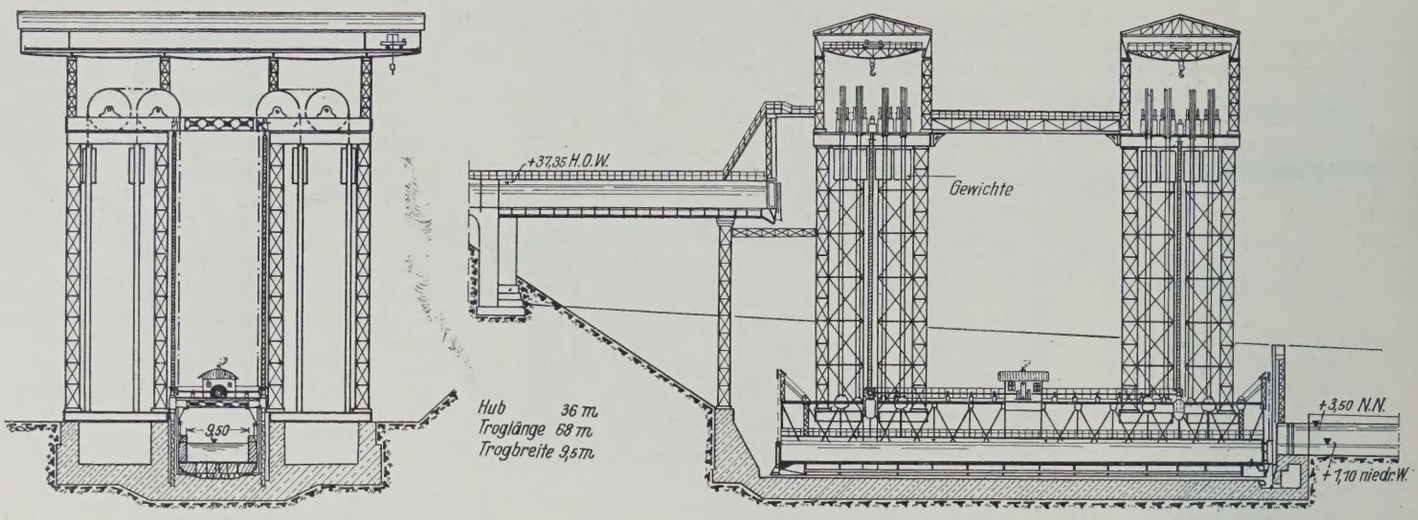


Abb. 6. Hebewerk mit Gegengewichtsausgleich von Haniel & Lueg. 1895.

[7]) Riedler, Neuere Schiffshebewerke, Berlin 1897.



Schnitt durch das Führungsgerüst. Schnitt durch die Mittelachse.

Abb. 7. Schiffshebewerk mit Schraubenführung, Drahtseilen und Gegengewichten von Haniel & Lueg und Jebens. 1900.

8 Mill. Mark veranschlagt waren. Man gab dabei damals noch einer geneigten Ebene den Vorzug. In den Prüfungsbemerkungen werden Maßnahmen zur Sicherung der Spindeln gegen seitliche Schwankung verlangt, ferner auch Vorkehrungen, um die zerstörende Wirkung eines herabfallenden Gewichtes aufzuheben.

1901 reichte Jebens den Entwurf zu einer quergeneigten Ebene mit Schraubenführungen ein.

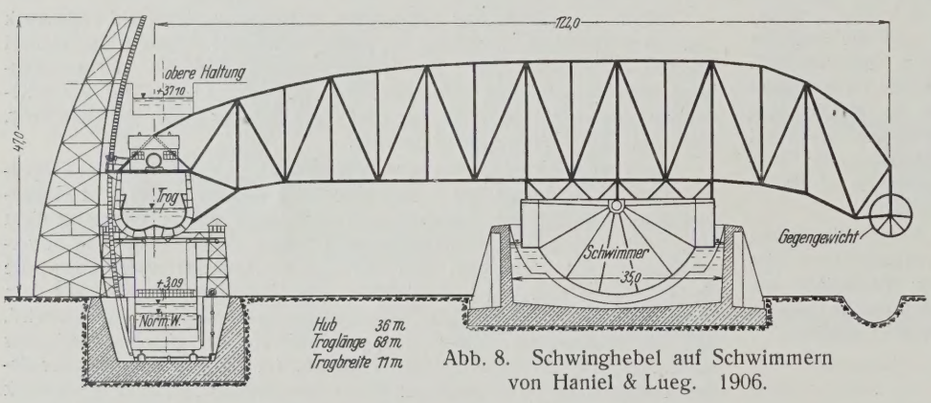


Abb. 8. Schwinghebel auf Schwimmern von Haniel & Lueg. 1906.

B. Wettbewerb 1906.

Nach Verabschiedung des preußischen Wasserstraßengesetzes vom 1. April 1905 wurde alsbald im Jahre 1906 unter einer Reihe von bedeutenden deutschen Firmen ein Wettbewerb zur Gewinnung eines allgemeinen Entwurfs für diesen zweiten Abstieg veranstaltet. Die Bewerber sollten als Kostenersatz je 5000 Mark erhalten; bezüglich der Zuschlagerteilung behielt die Verwaltung freie Hand.

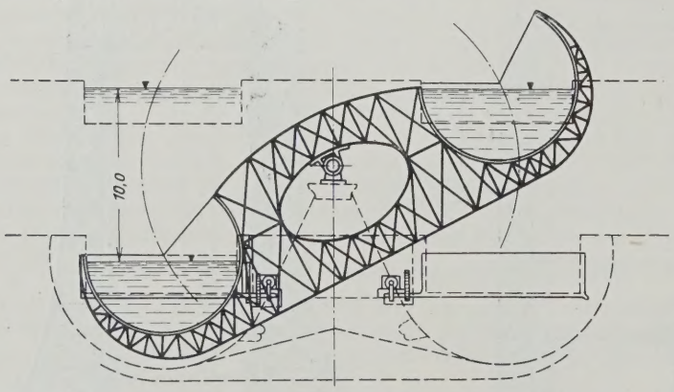


Abb. 9. Hebewerk für 1000-t-Schiffe nach von Caenegem.

Die Hebewerkfrage stand damals unter dem Zeichen des soeben abgeschlossenen großen internationalen Wettbewerbs für ein Hebewerk mit 36 m Hub bei Prerau im Donau-Oder-Kanal.[8])

Zu diesem waren 204 Entwürfe eingegangen, von denen aber nur 10 preisgekrönt, angekauft oder sonst gewürdigt und so bekannt geworden sind. Von diesen 10 Entwürfen betrafen bezeichnenderweise 5 geneigte Ebenen, 4 Sparschleusen und nur einer ein senkrechtes Hebewerk, nämlich den mit dem zweiten Preise ausgezeichneten Hubzylinder (oder Hubtrommel) des Ingenieurs Umlauf in Wien.

Dieser Zylinder kehrt in dem Wettbewerb für Niederfinow wieder als Entwurf der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg (M. A. N.), den Abb. 12 darstellt.

Zu dem deutschen Wettbewerb für Niederfinow gingen im ganzen von sechs Firmen 10 Entwürfe ein. Von diesen betrafen 3 geneigte Ebenen und einer eine Sparschleuse, so daß ich nur 6 zu besprechen habe.

Die Entwürfe wurden zunächst durch die Verwaltung geprüft und alsdann der Akademie des Bauwesens zur Begutachtung vorgelegt.

Der Entwurf der Firma Haniel & Lueg zu einem Hebewerk mit Schwinghebeln auf Schwimmzylinder (Abb. 8) mußte wegen zu hoher Kosten ausscheiden. Es waren acht Hebel von 122 m Länge vorgesehen; der dargestellte Schwimmzylinder hat 30 m Durchm., er trägt zwei seitliche Wasserbehälter; um eine Bewegung herbeizuführen, sollte Wasser von dem einen Behälter in den anderen gepumpt werden. Zwei Zapfenführungen an den Zylinderstirnen gestatten gewisse lotrechte und seitliche Bewegungen. Der Trog ist starr mit den Hebeln verbunden, steht also, abgesehen von der Mittellage, schräg, so daß das Wasser relativ zum Trog kleine Seitenschwankungen ausführen muß. Er wird in der untersten Stellung verriegelt. Im übrigen waren besondere Maßnahmen zur Sicherung bei Trogleerlauf nicht vorgesehen. Gelangt der Trog infolge einer solchen in eine Aufwärtsbewegung, so wird er sich zwar ein wenig über die normale Höchstlage heben, dann tauchen aber die Gegengewichte in Wasser ein und setzen sich auf, so daß der Trog feststeht; damit glaubten die Entwurfsverfasser der Sicherheit Genüge geleistet zu haben.

Der Entwurf hat vor anderen Wagebalkenentwürfen den unverkennbaren, freilich teuer erkauften Vorzug, daß die sonst zur Auflagerung der Wagebalken und zur gelenkigen Aufhängung des Troges erforderlichen schweren Lager, die vielleicht unausführbar sind, wegfallen.

Zum Vergleich zeigt Abb. 9 den neuen Entwurf des belgischen Ingenieurs Caenegem zu einem doppelten Schiffshebewerk von 10 m Hubhöhe für den geplanten Kanal Lüttich—Antwerpen. Ein Modell davon war 1926 in Basel ausgestellt, die Abbildung ist der Zeitschrift „Navigation du Rhin" vom 15. Januar 1927 entnommen.

Ungefähr das gleiche Schicksal wie der Vorschlag von Haniel & Lueg hatte der von der Gutehoffnungshütte eingereichte Entwurf zu einem Schraubenturm nach Patent Oelhafen-Löhle (Abb. 10),[9]) so sinnreich auch der Grundgedanke dieser Anordnung ist. In einem zweiteiligen runden Turmgerüst befinden sich schraubenförmig steigende, 1 : 14,5 geneigte Schienenbahnen, auf denen bezw. zwischen denen sich ein ringförmiger Drehwagen auf- und abwärts bewegt. Der Drehwagen stellt also gewissermaßen eine Schraubenspindel dar, deren Mutter das

[8]) Zentralbl. d. Bauverw. 1905, S. 125; Deutsche Bauztg. 1905, S. 37 u.a.

[9]) D. R. P. 160582, vergl. Deutsche Bauztg. 1907, S. 702.

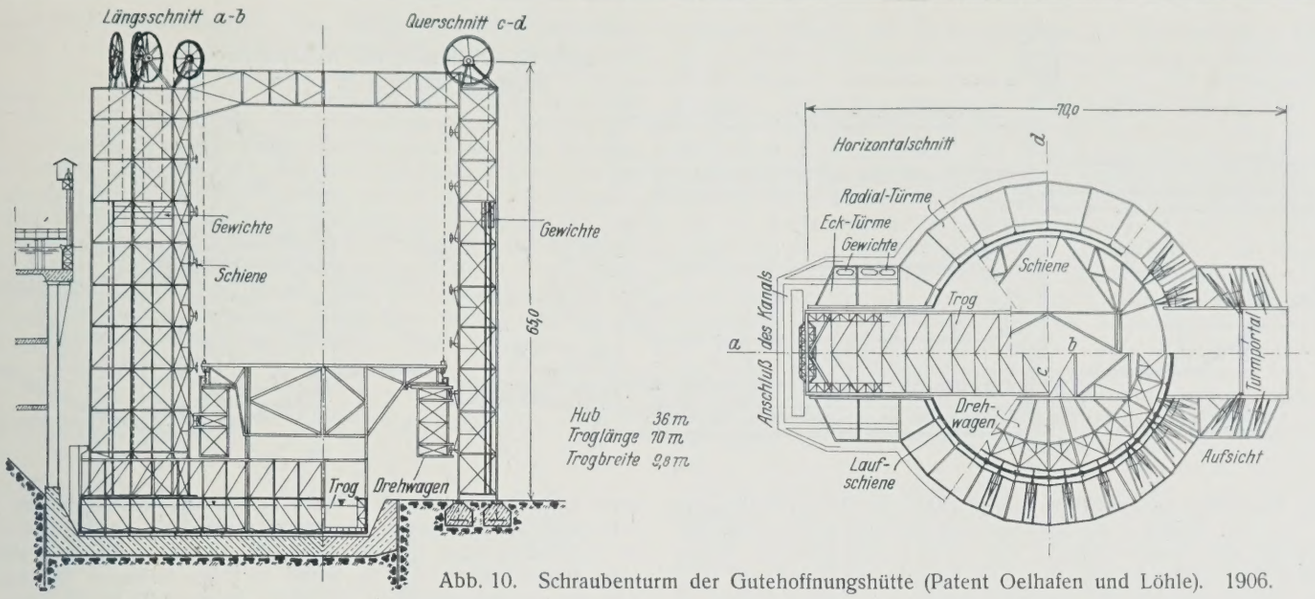


Abb. 10. Schraubenturm der Gutehoffnungshütte (Patent Oelhafen und Löhle). 1906.

Turmgerüst ist. Der Drehwagen hat 24 Laufrollen, 12 oben, 12 unten. Auf ihm ruht der Trog, der sich zwischen den beiden Teilen des Turmgerüstes lotrecht auf und ab bewegt, sein Gewicht wird dabei durch 32 Gegengewichte an Drahtseilen ausgeglichen. Die Laufrollen des Drehwagens werden durch Schneckenantrieb in Bewegung gesetzt. Sie ruhen auf Federn. Bei erheblicher Gleichgewichtstörung werden diese Federn so weit zusammengedrückt, daß Druckplatten, die zwischen den Rollen gelagert sind, zur Auflagerung kommen und so die Räder entlastet werden; dadurch entsteht gleitende Reibung und Selbstsperrung. Diese Sicherung durch Federung der Lagerrollen zeigt in ihrem Grundgedanken sehr viel Übereinstimmung mit der für den neuen Entwurf vorgesehenen Sperrvorrichtung.

Bei Ausschalten des Stromes werden die Laufrollen festgehalten, auch dann tritt gleitende Reibung und damit Sperrung ein.

Die Akademie vermißte an dem Entwurf die erwünschte Einfachheit und bemängelte die Verwendung so zahlreicher beweglicher, teilweise schwer zugänglicher Teile, die ständiger Überwachung bedürfen, und schloß demzufolge auch diesen Entwurf von der engeren Wahl aus.

Ein zweiter Entwurf der Firma Haniel & Lueg sieht eine Ausführung nach Henrichenburger Vorbild vor (Abb. 11).

Es sind aber nicht fünf, sondern drei Brunnen mit vergrößerten Abmessungen vorgesehen, die Bodenschächte haben 51,5 m Tiefe gegen 28 bei Henrichenburg; sie sollten durch Gefrierverfahren abgeteuft und durch gußeiserne Tübbings umschlossen werden. Die Gerüsthöhe beträgt 54 m gegen 30 bei Henrichenburg, die 47 m langen Spindeln sollten aus drei Teilen gestoßen und feststehend angeordnet werden.

Wegen seiner hohen Kosten und wegen der technischen Schwierigkeiten, die sich der Ausführung entgegenstellen, wurde der Entwurf verlassen. Die Akademie empfahl aber, im Hinblick auf die guten Erfahrungen bei Henrichenburg eine Umgestaltung zn versuchen, etwa unter Ersatz der Schwimmer durch Gegengewichte an Drahtseilen oder einen anderen Gewichtsausgleich.

Wesentlich mehr Beachtung hat damals der schon erwähnte, von der M. A. N. eingereichte Entwurf zu einem Hubzylinder oder einer Hubtrommel gefunden. Der in Abb. 12 dargestellte Hubzylinder schwimmt drehbar auf dem Unterwasser, er ist beiläufig 68 m lang und hat 51 m lichten

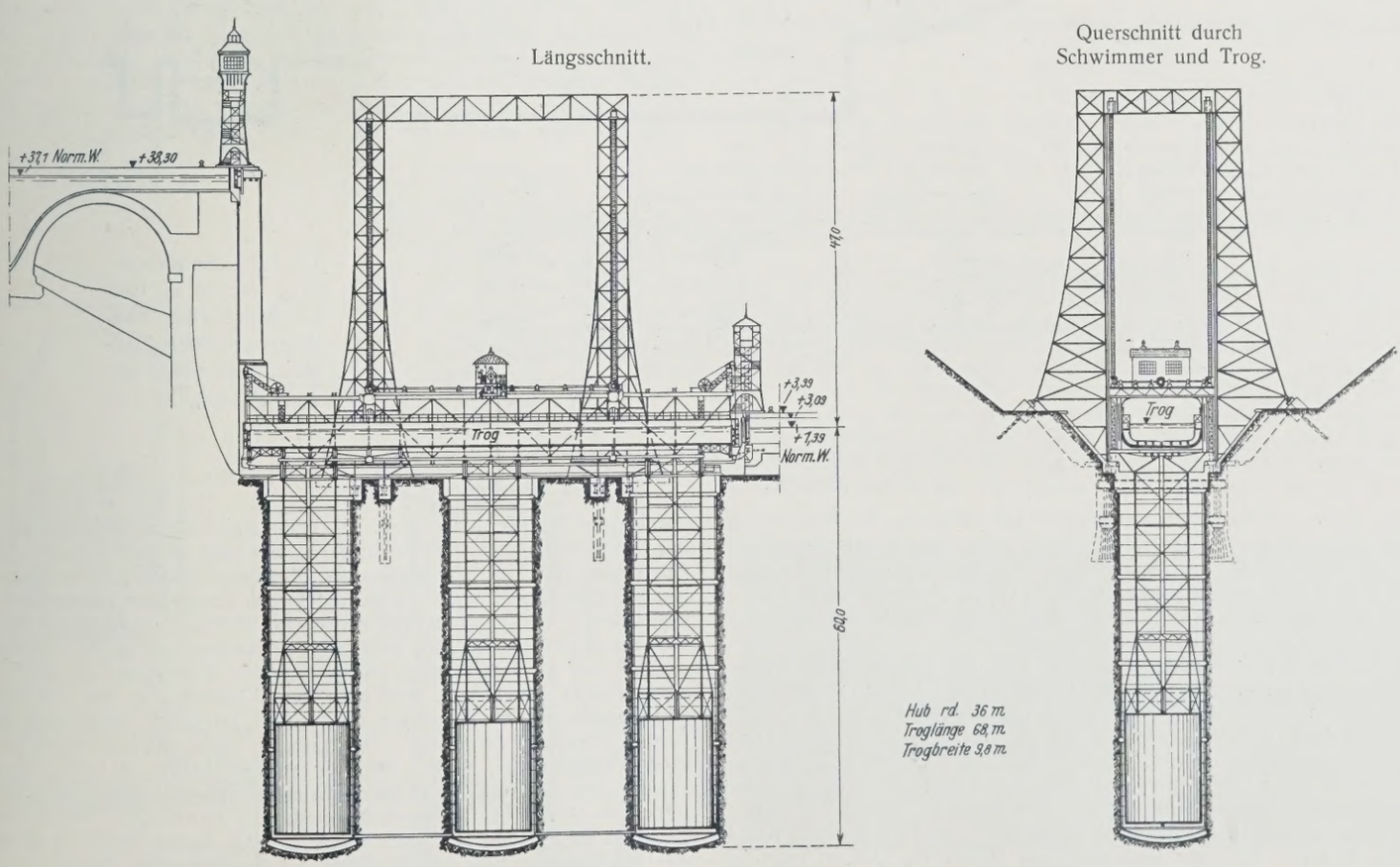


Abb. 11. Senkrechtes Hebewerk mit Schwimmern und Schraubenspindeln von Haniel & Lueg. 1906.

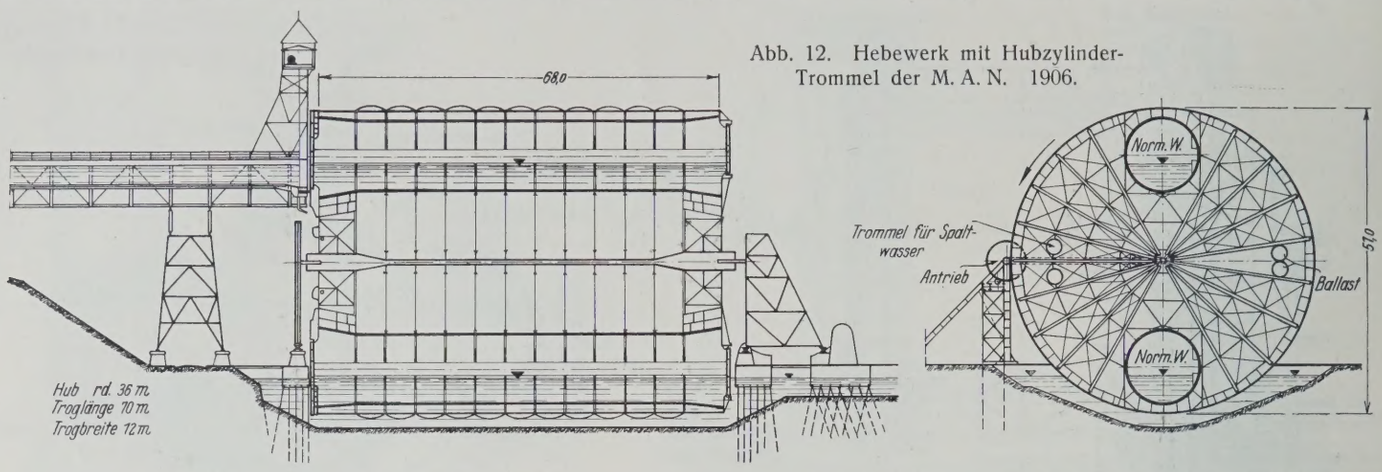


Abb. 12. Hebewerk mit Hubzylinder-Trommel der M. A. N. 1906.

Durchm., das Konstruktionsgewicht beträgt 5400 t, die Wasserverdrängung 10 600 t. In dem drehbaren Zylinder sind fest eingebaut zwei Schiffströge; das sind hier kreisförmige Zylinder von 12 m lichtem Durchm., beiderseits durch Tore abgeschlossen. Die große Trommel dreht sich um 180° vorwärts und zurück, dadurch vertauschen jedesmal die beiden Schiffströge ihre Lage, so daß ein Schiff von oben nach unten und gleichzeitig ein zweites von unten nach oben befördert wird. Die obere Haltung ist durch ein Tor abgeschlossen. Die untere bedarf keines Abschlusses. Der in der Achse des Hubzylinders angebrachte Zapfen wird beiderseits durch Schwingen geführt, die eine kleine bogenförmige Bewegung auf und ab erlauben. Die Achse der Schwingen ist zugleich Achse eines Zahnradpaares für den Antrieb. Die durch eine Welle miteinander verbundenen Ritzel greifen an Zahnkranzsegmenten an den Stirnseiten des Zylinders an. Während der Bewegung wird die Trommel durch diese Ritzel festgehalten. Um so mehr, als auch die Trommel von Formänderungen nicht frei bleibt, gibt das im Hinblick auf Kraftangriffe und Formänderungen durch Wärmedehnung sowie durch Wind, Wellen und außerordentliche Gleichgewichtstörungen zu mancherlei Bedenken Anlaß.

Besondere Schwierigkeiten bereitet noch die Anpassung an Wasserstandschwankungen. Man wollte um die Tröge herum Ringkammern anordnen, in die bei der Bewegung ein Teil des Trogwassers hineinfließt, wodurch dann eine Verminderung des Spiegelabstandes zwischen Ober- und Unterwasser ausgeglichen werden kann. Die M. A. N. schlug übrigens vor, größere, nur selten eintretende Spiegelschwankungen vermittels einer Vorschleuse zu überwinden.

Nach dem Urteil der Akademie zeigt der Entwurf ein in seinen Hauptteilen einfaches und sehr leistungsfähiges Hebewerk. Jedoch erscheine die Herstellung und Erhaltung einer genau kreisrunden Form des Zylinders unter dem Einfluß des Gewichtes, des Windes und ungleicher Wärmedehnungen bei den großen Abmessungen schwierig, so daß keine Gewähr für dauernd richtigen Eingriff der Ritzel geboten, auch ein Festklemmen nicht ausgeschlossen sei. Es könne in Frage kommen, die Antriebvorrichtung umzugestalten und die ganze Anlage zum Schutze gegen Wind und Wetter zu überdachen (was übrigens recht kostspielig ist). Zu Bedenken gäbe ferner die Verbindung der Tröge mit der Vorschleuse Anlaß; auch müsse für die während der Drehung in dem Troge befindlichen Schiffe größere Sicherheit geschaffen werden.

Die M. A. N. hat den Entwurf später verlassen.

Der Entwurf der Felten & Guilleaume-Lahmeyer-Werke nach Bauart Röder (Abb. 13) stellt ein Hebewerk mit Längsförderung über trockenen Scheitel dar, d. h. der Trog taucht in der oberen Lage in das Oberwasser, in der unteren in das Unterwasser ein und wird aus dem Oberwasser über die Wandungen des Oberkanals hinweggehoben, wagerecht in der Längsrichtung bewegt und in das Unterwasser hinabgelassen. Dabei wird ein Abschluß der Haltungen entbehrlich. Es muß aber in Kauf genommen werden, daß der Trog beim Eintauchen sehr großen Auftrieb erleidet, was die Auswuchtung erschwert und in Verbindung mit der dazu erforderlichen wagerechten Bewegung und Vergrößerung der lotrechten Bewegungstrecke die Zeitdauer des Hubes vergrößert und damit die Leistungsfähigkeit herabsetzt. Der Entwurf stellt gewissermaßen eine große Laufkatze dar, an der der Trog als Last hängt. Der Trog ist an vier Flaschenzügen aus je 24 Seilen an einem Trogwagen aufgehängt, der seinerseits auf acht paarweise angeordneten vierrädrigen Wagenuntergestellen aufliegt und sich oben auf dem 180 m langen Viadukt befindet. Zur Auswuchtung dienen zwölf Eisenbeton-Gegengewichte, die aber nicht unmittelbar am Trog angreifen, sondern an einem unter dem Trog bühnen-

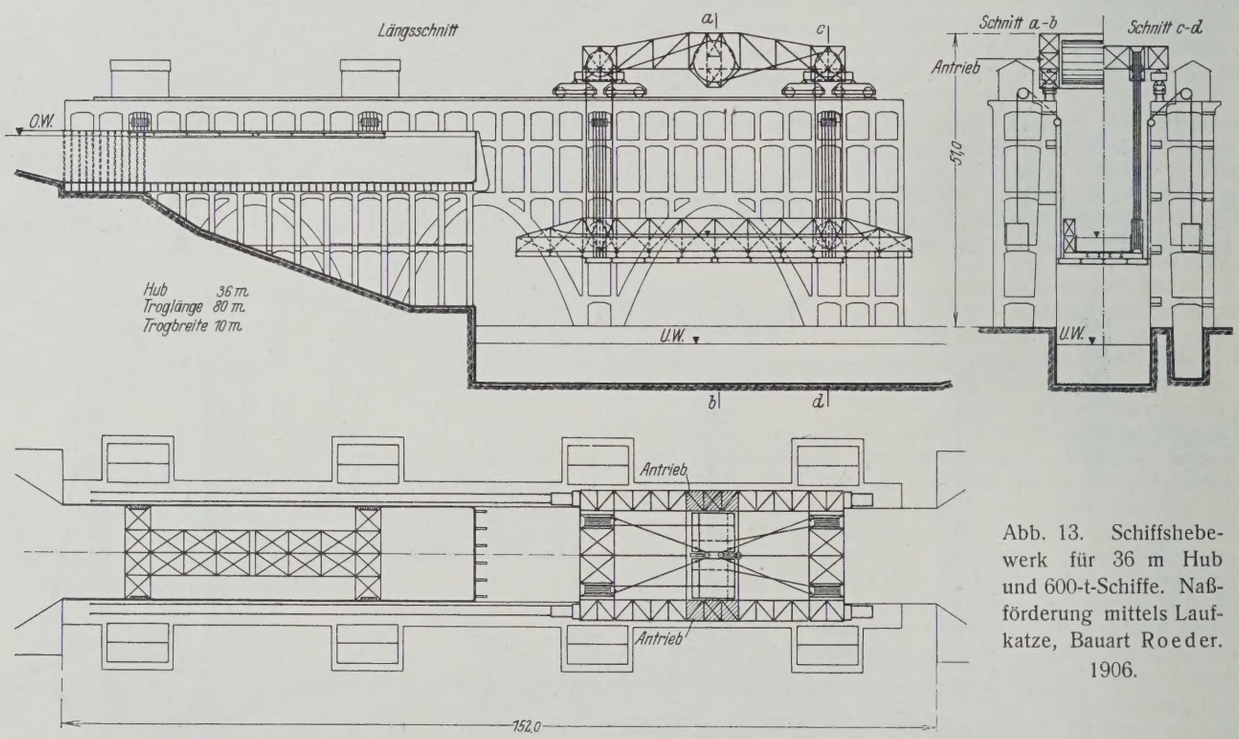
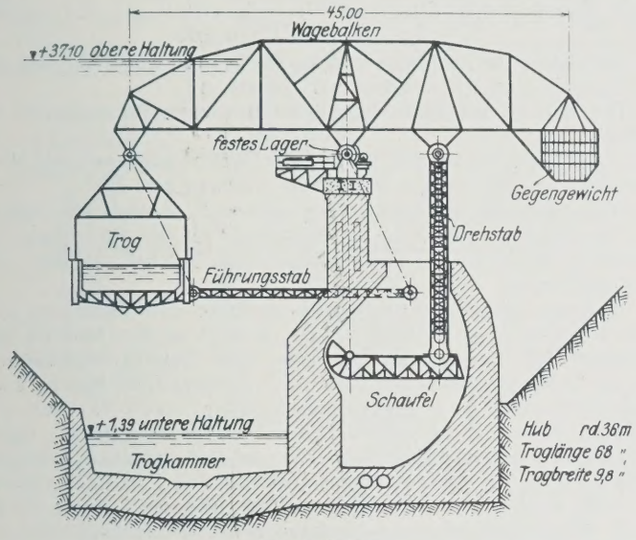


Abb. 13. Schiffshebewerk für 36 m Hub und 600-t-Schiffe. Naßförderung mittels Laufkatze, Bauart Roeder. 1906.

Grundriß.

artig angeordneten Fachwerkgerüst, vom Erfinder als Schuh bezeichnet. Dieser Schuh macht die wagerechte Bewegung nicht mit, es sind also zwei Schuhe — je einer für das Oberwasser und einer für das Unterwasser — erforderlich. Die Gegengewichte sollen auf einer Kurvenbahn so geführt werden, daß auch während des Ein- und Austauchens Gleichgewicht besteht. — Diese wenigen Andeutungen dürften ausreichen, um darzutun, daß der Entwurf nicht dasjenige Maß von Einfachheit besitzt, das wir heute unbedingt fordern. Schwierigkeiten hinsichtlich der Geradführung des Troges, der Sicherung bei Trogleerlauf und der Anpassung der Auswuchtungsvorrichtung an die wechselnden Wasserstände will ich übergehen. Die Akademie bemängelt, daß ein Hebewerk dieser Art zu vieler Einzelbewegungen und Einzelantriebe bedürfe, daß seine Leistungsfähigkeit den Anforderungen in Wirklichkeit kaum entsprechen dürfte, und daß die Flaschenzüge bei Trogleerlauf keine genügende Sicherheit bieten.



Querschnitt.

Abb. 14. Schiffshebewerk mit Wagebalken von Beuchelt, Schnapp, Bruno Schulz. 1906.

Am meisten Anerkennung fand damals der von der Firma Beuchelt & Co. in Grünberg eingereichte Entwurf zu einem Schiffshebewerk mit Wagebalken nach Schnapp-Bruno Schulz (Abb. 14).[10]) Die die Gewichte tragenden Wagebalken schwingen um eine feste Achse, so daß die Aufhängepunkte des Troges Kreisbogen beschreiben, die Umdrehungsachse ist Schwerachse der bewegten Massen. Die sechs 45 m langen Wagebalken sollten aus je zwei miteinander verbundenen Fachwerkträgern bestehen, die vier äußeren ruhen auf durchgehenden Mauern, die beiden mittleren auf Pendelstützen. Der Trogkörper hängt mittels geschlossener Rahmen gelenkig an den Wagebalken. Damit er seine lotrechte Stellung behält, sind vier Führungsstäbe angebracht. Die beiden Endgelenke eines solchen Führungsstabes bilden mit dem Aufhängepunkte des Troges und dem Drehpunkte des Wagebalkens ein Parallelogramm. Der Antrieb geschieht, abgesehen von der Mitwirkung einer Mehr- oder Minderbelastung des Troges, die ja bei fast allen Hebewerksystemen eine Rolle spielt, durch sechs Druckwasserzylinder, deren wagerechte Kolben Zahnstangen tragen, die mittels einfacher Vorgelege auf Zahnkränze an der Drehachse der Wagebalken wirken. Die Druckzylinder sollten zur Erzielung gleichmäßiger Wirkung durch Rohre miteinander verbunden werden. Die in der Troglängsachse wirkenden Kräfte, insbesondere also der recht erhebliche Wasserdruck auf das Trogtor und den Spalt zwischen Trog und Haltung sollten durch die beiden äußeren Wagebalkenpaare aufgenommen werden, was bei der gewählten Anordnung freilich wohl kaum angängig sein dürfte. Zur Regelung der Bewegung und zum Schutze gegen zu große Beschleunigung bei Trogleerlauf dienen drei Bremsschaufeln, je etwa 12 × 6 m groß, die sich in wassergefüllten Kammern um eine Achse derart bewegen, daß zwischen Schaufel und Kammerwand ein schmaler Spalt verbleibt. Die Kammern sind untereinander durch Rohre verbunden. Die Kammern können auch mit dem Oberwasser durch eine Leitung verbunden werden, die nur bei Trogleerlauf in Wirksamkeit tritt. Dadurch würde angeblich auch bei Trogleerlauf eine Sperrung erzielt werden können. In der Endstellung sollten sich die Gegengewichte auf Flüssigkeitspufferkolben aufsetzen. Infolge der kreisförmigen Bewegung des Troges verschieben sich die Anfahrtstellen auch ein wenig seitlich.

Die Akademie sah in dem Entwurf eine im Grundgedanken einfache Lösung der Aufgabe, die aber noch weiterer Ausarbeitung bedürfe. Namentlich gäbe die Lagerung einzelner schwerer Wagebalken auf Pendelstützen zu Bedenken Anlaß, auch erscheine eine sichere Führung des Troges erforderlich. Es sei noch nachzuweisen, daß sich die Bremskammern wasserdicht herstellen lassen.

Schlußergebnis des Gutachtens der Akademie vom 16. Oktober 1907 war die Feststellung, daß bei einem zu erwartenden Verkehr von über 3 Mill. t zweckmäßig eine Schleusentreppe von vier oder fünf Stufen und daneben ein Hebewerk zu errichten sei, wobei für das Hebewerk die folgenden Grundgedanken empfohlen wurden:

a) einfache senkrechte Hebung mit Schraubenspindelführung und Gegengewichten oder sonstigem zweckmäßigen Gewichtsausgleich,
b) schwingende Hebung durch Wagebalken in sicherer Führung,
c) halbkreisförmige Hebung durch eine schwimmende Trommel mit gesichertem Antrieb.

Nach diesen Richtungen sollte eine weitere Ausarbeitung vorgenommen werden.

C. 1907 bis 1912.

Genau danach ist von der Bauverwaltung verfahren worden. Die Schleusentreppe wurde, wie eingangs erwähnt, alsbald vierstufig erbaut und 1914 in Betrieb genommen. Eine Weiterbearbeitung der bezeichneten drei Grundgedanken wurde den drei Firmen Haniel & Lueg, Beuchelt und M. A. N. anheimgegeben; sie sollten, falls es ihnen gelänge, eine einwandfreie Lösung zu finden, nach Ablauf von drei Jahren Mitteilung machen.

Das besprochene Gutachten der Akademie bedeutet einen Wendepunkt für die Erkenntnis, daß für die hier vorliegenden Verhältnisse ein eigentliches Hebewerk einer geneigten Ebene vorzuziehen ist. Es trifft so einfache, freilich noch recht allgemein gehaltene Festsetzungen, daß man eigentlich erwarten sollte, es würde nunmehr schnell wenigstens für einen der drei Grundgedanken eine baureife Bearbeitung erzielt werden; tatsächlich ging aber der Kampf um die allgemeinen Ideen, verbunden mit der Erwerbung zahlreicher Patente usw., unentwegt weiter. Auch in den drei Jahren fehlte es keineswegs an neuen Vorschlägen, so insbesondere in den Veröffentlichungen von Jebens in der Bauzeitung 1909 und in der

[10]) D. R. P. 205577.

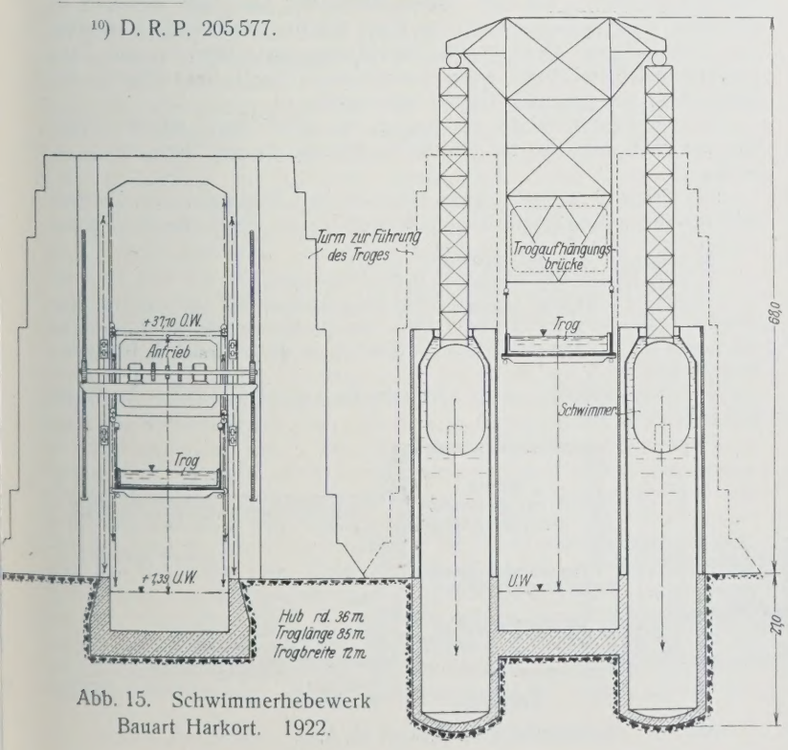


Abb. 15. Schwimmerhebewerk Bauart Harkort. 1922.

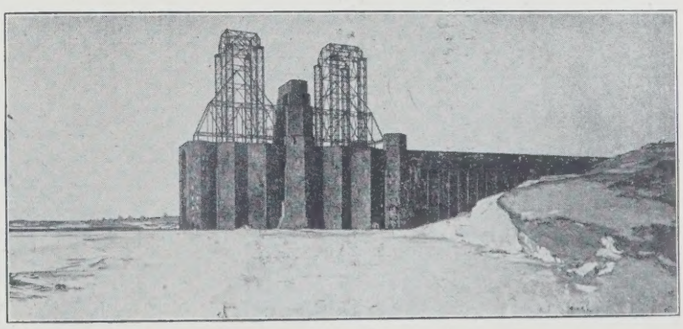


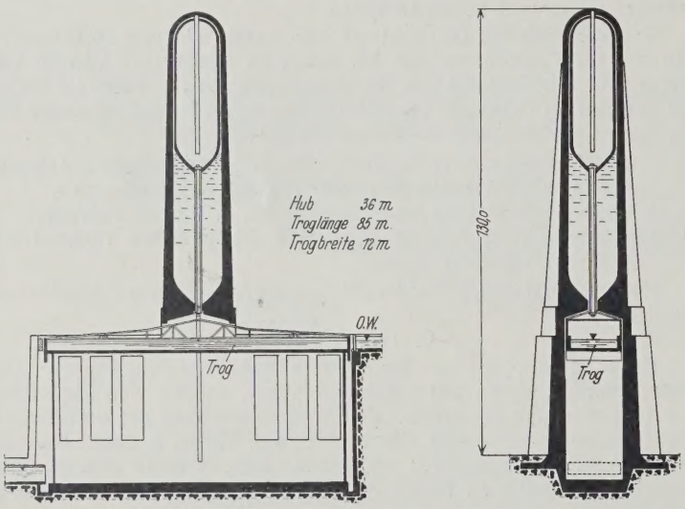
Abb. 16.

Hannoverschen Zeitschrift 1009 bis 1912.[11]) Jebens schlägt u. a. vor, für hohen Hub kurze Spindeln anzuwenden, die sich in durchlaufenden, am Portalgerüst befestigten Spindelmuttern bewegen. Solche kurze Spindeln sieht auch der hier neu behandelte Entwurf von 1926 vor. Während aber die Spindelmuttern in dem neuen Entwurf zweiteilig angeordnet sind, so daß sie die Spindeln symmetrisch umfassen, also als geschlitzte Hohlsäulen oder als geschlitzte Spindelmuttern zu bezeichnen sind, hat Jebens eine einteilige Spindelmutter, deren Eingriff nur auf wenig mehr als $^1/_4$ des Umfanges stattfindet. Jebens erwähnt auch federnde Lagerung umlaufender Spindelmuttern, die den Stoß abschwächen und einen Bremsweg hergeben sollen.

Ferner behandelt er Hebewerke mit wagerechten Schwimmern, sogenannten Kesselschwimmern, die übrigens schon früher von Offermann angegeben waren; man vergl. dazu indes den neueren Vorschlag der Firma Grün & Bilfinger A.-G., Direktor Baurat Böhmler, auf eine „Tauchschleuse".[12])

Weiterhin schlägt er ausführlich — auch für Niederfinow — ein Hebewerk mit Seitenschwimmern vor, wie es früher schon von Hoech und Prüsmann erwähnt worden war. Der in den Abb. 15 u. 16 dargestellte Entwurf ist indes nicht von Jebens, sondern ein späterer Vorschlag der Gesellschaft Harkort, zu dem aber die Firma neuerdings erklärte, er sei überholt und habe nur noch historische Bedeutung, sie identifiziere sich selbstverständlich nicht mehr damit. Hier ragen bei der dargestellten oberen Troglage die höchsten Teile 70 m über Unterwasser und rd. 90 m über Sohlenunterkante der Schwimmerschächte. Da der Raum zwischen Troggerüst und den dieses tragenden Säulen auf die Hubhöhe frei bleiben muß, erscheint eine befriedigende Führung nicht möglich.

Endlich behandelt Jebens auch ein Hebewerk mit Schwimmern über dem Trog. Er sagt dazu: „Eine dritte Lage zum Trog ist möglich, nämlich über demselben. Es wären dann seitwärts starke Pfeiler nötig; darüber ein mächtiger Zylinder, in welchem der Schwimmer auf und ab geht, der unten eine starke Stange trägt, die durch den Zylinderboden mittels Stopfbüchse geführt ist und den Trog trägt. Diese Bauart ist einfach, sie erfordert aber große Massen Mauerwerk und Eisen." Es wird dem Leser nicht entgehen, daß diese 1906 veröffentlichte Beschreibung auf den in Abb. 17 u. 18 dargestellten neueren Entwurf paßt, den die Herren Ollert und Rottmayer vor kurzem[13]) veröffentlicht und ausgestellt haben.



Längsschnitt. Querschnitt durch den Schwimmer.

Abb. 17. Schwimmerhebewerk von Ollert und Rottmayer. 1924.

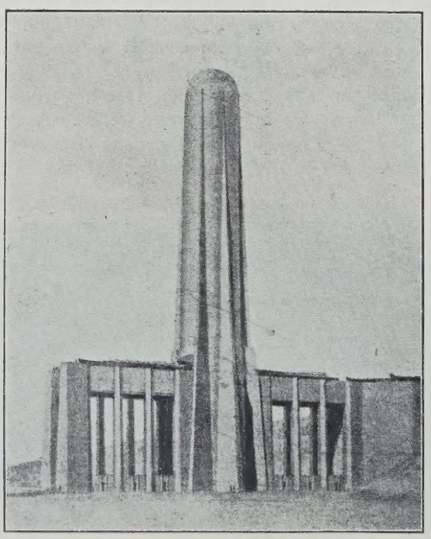


Abb. 18.

[11]) Deutsche Bauztg. 1909, S. 314; Ztschr. f. Architekt. u. Ingenieurw. 1909, Heft 6; 1910, Heft 1 u. 5; 1911, Heft 1.

[12]) D. R. P. 306 903. Zentralbl. d. Bauverw. 1919, S. 132; Deutsche Bauztg. 1919, S. 482; Zeitschr. d. V. d. I. 1918, S. 717; 1919, S. 735 u. f.

Für die Größenverhältnisse bei Niederfinow ragt der Turm etwa 124 m über Unterwasser und 140 m über Fundamentsohle, im unteren Teil des Schwimmbehälters herrscht ein Wasserdruck von $7^1/_2$ at. Schon diese Zahlen dürften die der Ausführung entgegenstehenden Schwierigkeiten ersichtlich machen.

Andere Vorschläge wie den zu einer pneumatischen Hubschleuse System Umlauf-v. Stockert[14]) will ich übergehen.

D. Wettbewerb 1912 und Weiterbearbeitung der dabei eingereichten Entwürfe.

Nach Ablauf der drei Jahre fand der Wettbewerb seinen Abschluß. Über das Ergebnis fasse ich zunächst kurz zusammen:

Die M. A. N. zog ihren Hubzylinder-Entwurf zurück zugunsten eines Entwurfs

mit Querförderung über trockenen Scheitel mit Wagebalken auf verschieblichem Schwimmer.

Beuchelt kam der Aufforderung nach und beteiligte sich lebhaft.

Die Firma Haniel & Lueg verzichtete auf die Einreichung eines Vorschlags zugunsten des Entwurfs der Firma Beuchelt, an dem sie sodann mitarbeitete.

Weiterhin hatte die Gutehoffnungshütte ihre Beteiligung an der Weiterarbeit beantragt. Diese war ihr gestattet worden, und sie reichte zusammen mit Dyckerhoff & Widmann, den Siemens-Schuckertwerken und der Deutschen Maschinenfabrik A.-G. (Demag) einen Entwurf ein mit Längsförderung über trockenen Scheitel nach der schon erörterten Bauart Röder mit einer Längsbewegung von 160 m. Der Entwurf fand aber aus den schon früher erwähnten Gründen keine Zustimmung. Daraufhin legte der genannte Konzern einen Entwurf zu einem Hebewerk mit nur senkrechter Trogbewegung und mit Auswuchtung durch Gegengewichte an Drahtseilen vor. Beiläufig brachte die Gutehoffnungshütte später noch einmal den Entwurf nach dem Patent Ölhafen-Löhle in Erinnerung.

Der Entwurf der M. A. N. mit Querförderung über trockenen Scheitel ist in vervollkommneter Gestalt von Geheimrat Dr. Carstanjen im „Bauingenieur" 1923, Hefte 19/20 u. 23, veröffentlicht,[15]) ich möchte deshalb nicht ausführlicher darauf zurückkommen; er ist von der Verwaltung nicht weiter verfolgt worden. Abb. 19 zeigt einen Grundriß der Anlage, der den besonderen Vorteil bietet, daß in der Verlängerung des Ober- und Unterhafens Warteplätze angeordnet sind. In der Darstellung des Lichtbildes befindet sich der Trog oben, währenddessen fährt ein Schiff aus der unteren Haltung in den unteren Warteplatz. Oben fährt das aufwärts geschleuste Schiff gerade aus dem Trog in die obere Haltung, während gleichzeitig aus dem oberen Warteplatz ein Schiff rückwärts in den Trog hineingezogen wird, um dann abwärts geschleust zu werden. Die Gleichzeitigkeit dieser beiden Schiffsbewegungen führt zu einer Zeitersparnis und bietet damit einen wesentlichen Vorteil, den übrigens der Entwurf mit quergeneigten Ebenen gemein hat.

In Niederfinow würde es wegen der schwierigen örtlichen Verhältnisse kaum möglich sein, die untere Haltung in den Hang hinein zu verlängern.

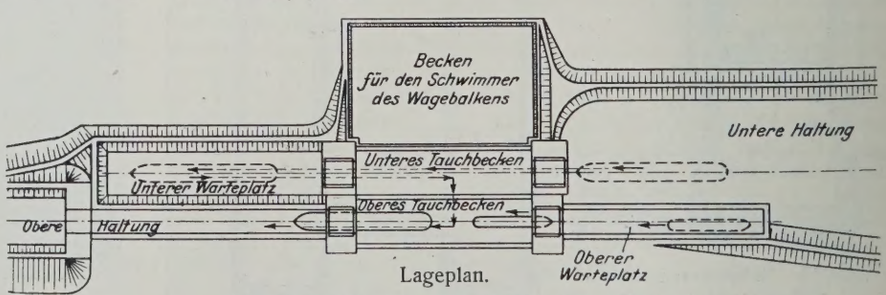
Die Firma Beuchelt reichte den in Abb. 20 dargestellten Entwurf mit Gewichtsausgleich durch Wagebalken ein,[16]) daneben einen

[13]) Zentralbl. d. Bauverw. 1924, S. 233.

[14]) Österreichisches Patent, Klasse 84, Nr. 42 211.

[15]) D. R. P. 251 318; vergl. a. Zentralbl. d. Bauverw. 1912, S. 700 und Deutsche Bauztg. 1912, S. 130. Über ein Patent der M. A. N. auf ein Hebewerk mit Tauchschacht, D. R. P. 303 724, vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1918, S. 364.

[16]) D. R. P. 219 491; vergl. Deutsche Bauztg. 1913, S. 199; Ztschr. d. V. d. I. 1913, S. 436.



Lageplan.

Abb. 19. Schiffshebewerk, Entwurf M. A. N.

zweiten mit Abänderungen, den ich übergehe. Der dargestellte Entwurf entspricht in seinem Grundgedanken dem schon vorhin besprochenen Vorschlag der Firma: vier doppelwandige Wagebalken von 60 m Länge sind zu zwei Raumfachwerken zusammengefaßt und in der Mitte auf massivem Unterbau drehbar gelagert, sie tragen zwei gelenkig aufgehängte Schiffströge, von denen indes zunächst nur einer ausgeführt und der andere durch Ballast ersetzt werden sollte. Die Balken ruhen auf vier Stahlzapfen von 70 cm Durchm. Einem späteren Vorschlage des Geheimrats Dr.-Ing. Dr. Zimmermann gemäß sollten die Zapfen mit Durchbohrungen versehen und in diese Fadenkreuze eingebaut werden, um jederzeit die genaue Lage der Achse feststellen zu können, die hier von besonderer Wichtigkeit ist. Die Lager sollten nachstellbar angeordnet werden. Zur Regelung der Trogbewegung waren zwei Bremsschaufeln vorgesehen, die (im Gegensatz zu dem Entwurf von 1906) mit dem Anschlußstab starr verbunden sind und durch ein Gelenkparallelogramm geführt werden; um den Trog dauernd in lotrechter Lage zu erhalten, sind zwei Führungsstangen mit einer zweiten Parallelogrammführung angeordnet; zum Antrieb dienen Ritzel.

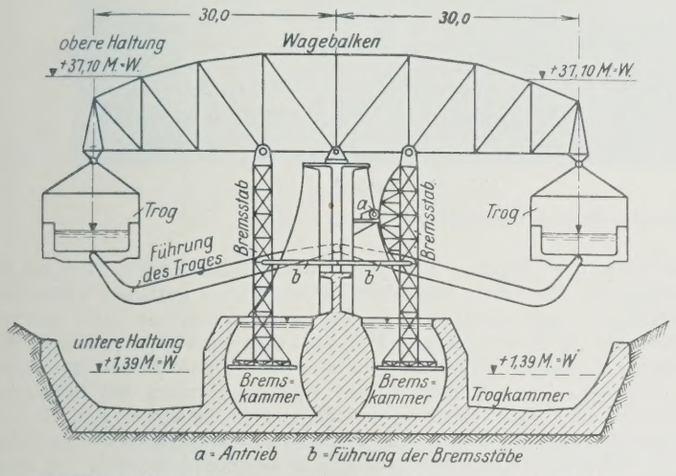


Abb. 20. Wagebalken mit Wasserdruckbremsen von Beuchelt, Schnapp, Bruno Schulz. 1912.

Die Akademie gab in ihren Gutachten vom 12. Juli und 27. Dezember 1912 diesem Entwurf vor den beiden anderen ihr vorgelegten den Vorzug und erklärte ihn als betriebssicher. Demzufolge wurde bekanntlich der Bau des Hebewerks nach dem Beucheltschen System in Aussicht genommen, der Kriegsausbruch unterbrach die vorbereitenden Arbeiten.

Technische Schwierigkeiten des Entwurfs waren besonders: die hohe Belastung der Lager, die beim Übergang zu größeren Trogabmessungen noch erheblich hätte gesteigert werden müssen, die große Masse der schwingenden Wagebalken, der Winddruck auf diese, die Abhängigkeit der Betriebssicherheit von einer genauen Ausrichtung der Lager und damit von etwaigen Ungleichförmigkeiten in der Senkung des Baugrundes. Dem Fehlen einer besonderen Festhaltevorrichtung für den Fall des Trogleerlaufs stand der Vorteil gegenüber, daß die Bremsschaufeln der Entstehung von Beschleunigungen wirksam entgegenarbeiten, der Trog sollte dabei gebremst in die Endstellung fahren. Was aber damals zuerst Anlaß gab, eine Abänderung des Entwurfs anzustreben, waren nicht Bedenken technischer, sondern wirtschaftlicher Art. Nähere Untersuchungen, insbesondere der außerordentlich ungünstigen Untergrundverhältnisse und der dadurch bedingten Gründungsschwierigkeiten, führten zu der Erkenntnis, daß man mit der früher veranschlagten Summe und demzufolge auch mit den zur Verfügung stehenden Geldmitteln auch nicht annähernd werde auskommen können. Demzufolge untersuchte man nicht nur aufs neue, ob nicht der Bau einer Schleusentreppe wirtschaftlicher sei, was verneint werden mußte, sondern suchte auch neue mit geringeren Kosten herzustellende Hebewerkanordnungen. Der in Abb. 21 dargestellte Entwurf rührt von Bruno Schulz her, der ihn im Einvernehmen mit der Firma Beuchelt eingereicht hat,[17]) das Bild zeigt ihn freilich nicht in seiner ursprünglichen, sondern schon in einer verbesserten Gestalt. Bei diesem Entwurf kamen auch erstmalig die neuen großen Trogabmessungen, wie schon erwähnt 85 × 12 m, zur Anwendung. Wie aus der Abbildung ersichtlich, sind die Wagebalken nunmehr auf Pendelstützen gelagert, derart, daß ihre Drehachse eine kleine seitliche Bewegung machen und demzufolge der Trog vollkommen lotrecht geführt werden kann. Gegenüberliegende Wagebalken sind je an einen kreuzkopfartig geführten Querbalken angeschlossen, was für die Starrheit des Ganzen von Bedeutung ist. Zum Antrieb, zur Bremsung und zur Sperrung bei außergewöhnlichen Gleichgewichtstörungen dienen Schraubenspindeln. Eine solche An-

[17]) D. R. P. 319 467.

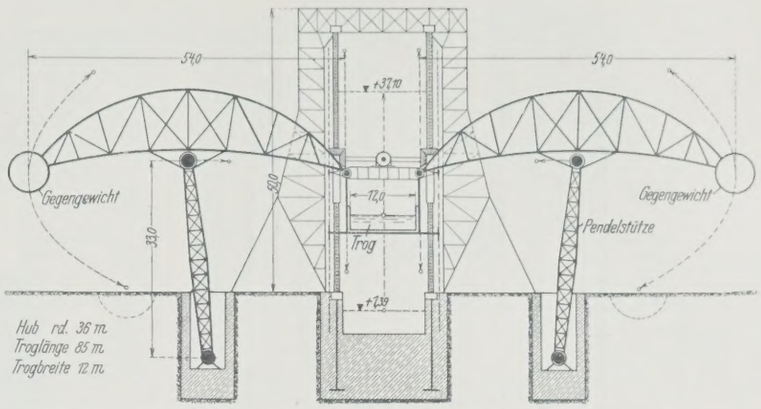


Abb. 21. Querschnitt. Wagebalken mit Schraubenspindeln und Pendelstützen von Beuchelt, Bruno Schulz. 1919.

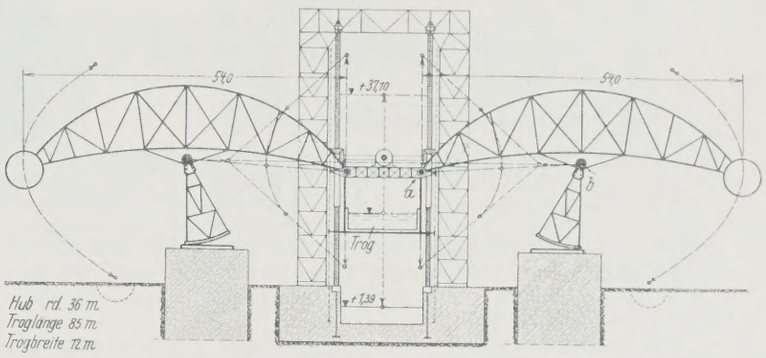


Abb. 22. Querschnitt. Wagebalken mit Schraubenspindeln und Rollpendeln. 1921.

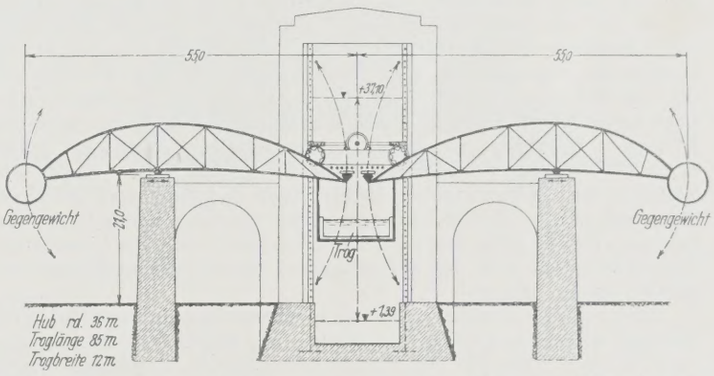


Abb. 23. Querschnitt. Wagebalken mit Zahnstangen und Wälzlagern. Vorschlag Beuchelt. 1922.

ordnung ermöglicht eine lotrechte Trogbewegung, macht das Bauwerk von dem Einfluß etwaiger Bodensenkungen nahezu unabhängig und führt zu einer Kostenersparnis. Zeitweilig stand dieser Entwurf im Mittelpunkte des Interesses. Der in die Wagebalkenachse fallende Schwerpunkt der bewegten Massen beschreibt aber einen flachen Kreisbogen, der Weg weicht also von der Wagerechten ein wenig ab. Bei näherer Untersuchung stellte sich nun heraus, daß diese Abweichung doch schon zu einer unerträglich großen Gleichgewichtstörung führt. Näheres darüber habe ich in einer kleinen Veröffentlichung im Zentralbl. d. Bauverw. 1922, S. 277, ausgeführt (vergl. auch Abb. 33). Um dem abzuhelfen, wurden zwei Vorschläge zur Erwägung gestellt, einmal die Lagerung auf Roll- oder Wälzpendeln gemäß Abb. 22. Wälzpendel, freilich ganz anderer Art, waren schon früher von der M. A. N. vorgelegt. Ein Nachteil ist die Gefahr eines Gleitens oder einer allmählichen Verlagerung der Wälzflächen. Um Gleiten zu verhindern, sollten seitlich Zahnkränze oder an deren Stelle Führungsstäbe angeordnet werden. Wird in einer Ebene von einem starren Stabe ein Punkt a auf einer Lotrechten, ein anderer b auf einer Wagerechten geführt, wie das hier bei den Wagebalken der Fall ist, so beschreibt der Mittelpunkt der Strecke a—b einen Kreis, dessen Mittelpunkt der Schnittpunkt der Bahnen ist. Man könnte also Führungsstäbe anbringen, die diesen Schnittpunkt mit dem Mittelpunkte der Strecke a—b verbinden. Ob sich durch eins von diesen Mitteln ein Gleiten wirksam verhindern läßt, ist freilich nicht ohne Zweifel. Ist die Drehachse des Wagebalkens Achse der Wälzfläche und zugleich gemeinsame Schwerachse von Trog, Wagebalken uud Gegengewicht, so bleibt eine

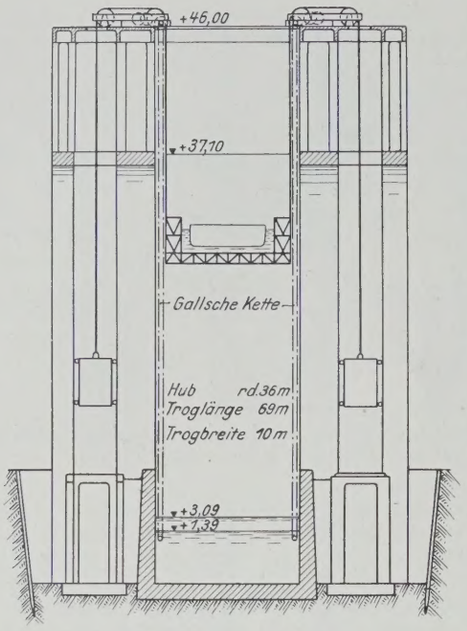


Abb. 24. Querschnitt *G—H.*

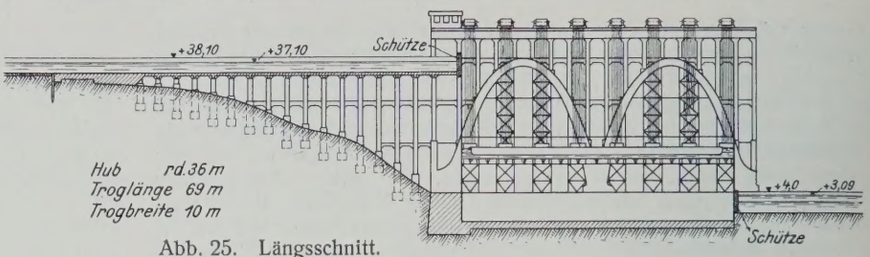


Abb. 25. Längsschnitt.

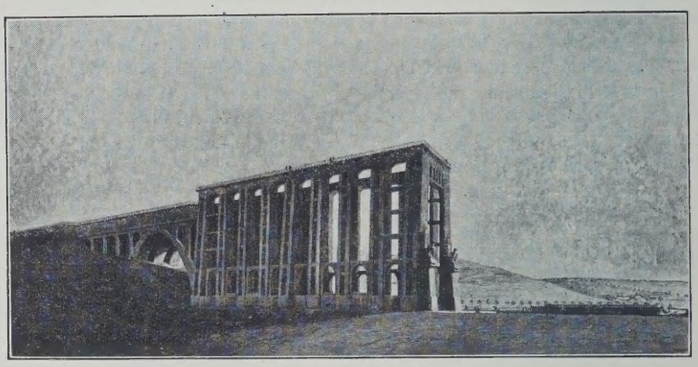


Abb. 26. Ansicht.

Abb. 24 bis 26. Schiffshebewerk Niederfinow. Entwurf Gutehoffnungshütte.

geringe Gleichgewichtstörung bestehen, weil sich ja der Schwerpunkt des Wälzpendels selbst nicht auf einer Wagerechten bewegt (vergl. Abb. 33).

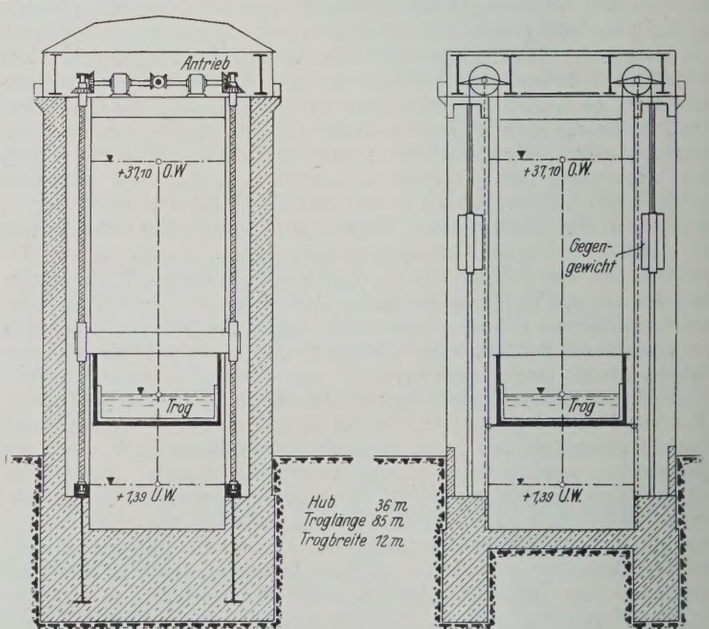
In der erwähnten Veröffentlichung ist dargetan, wie man diese Störung beseitigen könnte.

Ein zweiter Vorschlag wurde von der Firma Beuchelt vorgelegt. Der Hauptgrundgedanke war indes schon in einem älteren Patent der Firma Haniel & Lueg[18]) enthalten. Die Wagebalken ruhen gemäß Abb. 23 (unter Vermeidung von Zapfenlagern) mit zylindrischen Wälzflächen auf den wagerechten, ebenen Kopfflächen massiver Pfeiler und rollen dementsprechend hin und her; zwischen Trog und Wagebalken sind Gleitbahnen eingeschaltet. Das Ziel einwandfreien Gewichtsausgleichs wird dadurch erreicht. Die Firma glaubte, ein Gleiten der Wälzzylinder nicht befürchten zu müssen, bemerkte aber, daß zur Sicherung neben den Wälzlagern Zahnkränze angeordnet werden könnten. Auch wenn solche angeordnet werden, vermisse ich noch die in den beiden vorigen Abbildungen dargestellten kräftigen Verbindungen und Führungen der Wagebalkenenden. Für Antrieb, Bremsung und Sperrung waren Ritzel vorgesehen. Für Sperrung bei Trogleerlauf erscheint das nicht ausreichend; andernfalls würde auch der neu mitgeteilte Entwurf außerordentlich vereinfacht werden können.

Nach weiterer Prüfung auch dieser Abänderungsentwürfe entschloß man sich schließlich doch, die Anordnung mit Wagebalken zu verlassen, wobei in erster Linie die den soeben besprochenen Wagebalken - Hebewerken gemeinsamen Nachteile maßgebend waren. Das sind insbesondere die überaus große, infolge der Vergrößerung der Trogabmessungen noch erhöhte Belastung der Wagebalkenlager, deren Bedeutung bei den später ausgeführten Versuchen übrigens noch weit mehr in Erscheinung getreten ist, und die Vermehrung der bewegten Massen durch das Hinzutreten der riesigen schwingenden Wagebalken. Man wandte sich nunmehr dem Gewichtsausgleich durch Gegengewichte an Drahtseilen mit möglichst weitgehender Unterteilung zu.

Wie schon erwähnt, hatte die Gutehoffnungshütte im Verein mit anderen bedeutenden Firmen an Stelle ihres Entwurfes mit Längsförderung über trockenen Scheitel später einen wesentlich vereinfachten Entwurf mit lotrechter Trogbewegung und mit Gegengewichten an Drahtseilen vorgelegt (Abb. 24 bis 26), nicht unähnlich den zwei bereits im Bilde vorgeführten Vorschlägen von Haniel & Lueg. Der Trog und 160 Gegengewichte hängen an 160 Drahtseilen, die über 320 Rollen laufen; später wurde vorgeschlagen, jedes Seil nur über eine Rolle zu führen. Die Seile bestanden aus 288 Drähten von 2,3 mm Stärke, die Seilrollen hatten 2 m Durchm. Ein Ausgleich für das Gewicht der abrollenden Drahtseile war nicht vorgesehen. Nach späterer Mitteilung hielt man einen Ausgleich nicht für notwendig, weil die beschleunigende Kraft des abgelaufenen Seiles niemals die Größe des Reibungswiderstandes erreichen und demzufolge ein Wechsel in der Kraftrichtung nicht eintreten könne. Die Gewichte sind zu Gruppen von je zehn zusammengefaßt, derart, daß beim Bruch eines Seiles die übrigen neun das Gegengewicht tragen. Zum Antrieb, zur Parallelführung und Sperrung bei Trogleerlauf dienen 4 × 4 Gallsche Ketten in endloser Anordnung,[19]) die unten über Leitrollen, oben dagegen über die Antriebzahnräder laufen. Um die Belastung von vier Ketten einer Ecke gleichförmig zu gestalten, sollten Ausgleichhebel angeordnet werden. An jedem der 8, oder nach späterem Vorschlage 16 Getriebeblöcke sollten zwei Bremsen wirken; je eine Magnetbremse als Fallgewichtbremse und eine durch Druckluft betätigte Sicherheitsbremse. Diese Bremsen sollten auch die Sperrung bei Trogleerlauf übernehmen. Nach einem später vorgelegten Gutachten sind sie dazu ausreichend; wir stellen aber heute höhere Anforderungen an die Sicherheit und möchten uns nicht auf den bloßen Reibungsschluß von Bandbremsen verlassen und anderseits eine möglichst unmittelbare Übertragung der Sperrkraft auf den Trog erreichen, während bei dem besprochenen Entwurf zwischen Bremse und Trog unter Umständen ein langes Stück der Gallschen Kette liegt, so daß der Bruch eines der vielen Kettenglieder die Bremse außer Wirkung setzen würde.

Das Hubgerüst sollte aus Eisenbeton hergestellt werden. Beton bietet jedenfalls den Vorteil, daß er den Erschütterungen eine größere Masse entgegenzusetzen vermag und, wie in dem Entwurf besonders betont, eine bessere architektonische Wirkung erzielen läßt (Abb. 26). Man erwartete davon auch eine wesentliche Verminderung der Unterhaltungskosten.



Querschnitt vor den Führungsspindeln.

Querschnitt vor den Gegengewichten.

Abb. 27. Aufzug mit Drahtseilen und Gegengewichten. Demag, Gutehoffnungshütte und Dyckerhoff & Widmann. 1921.

[18]) D. R. P. 141 277. — [19]) D. R. P. 285 452.

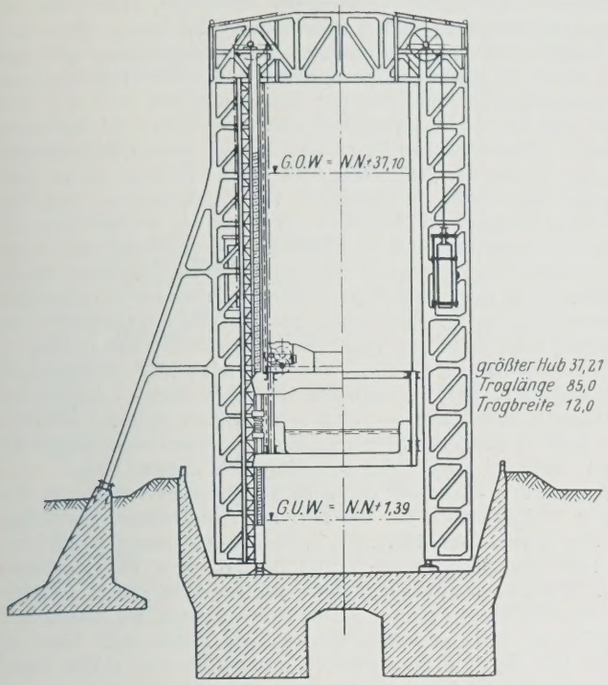
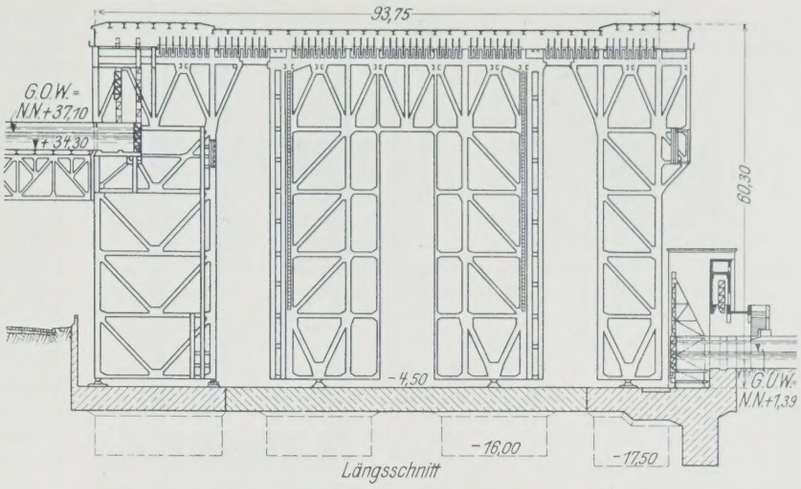


Abb. 28. Querschnitt.



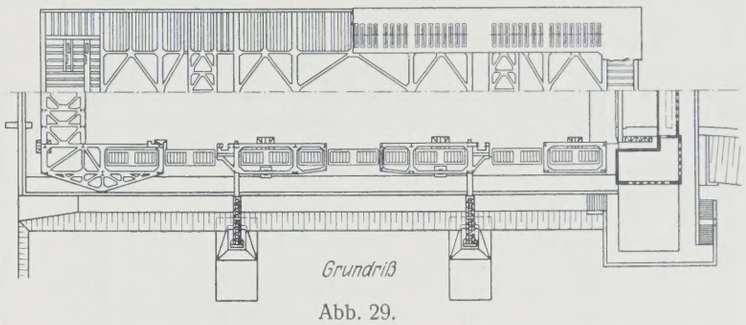
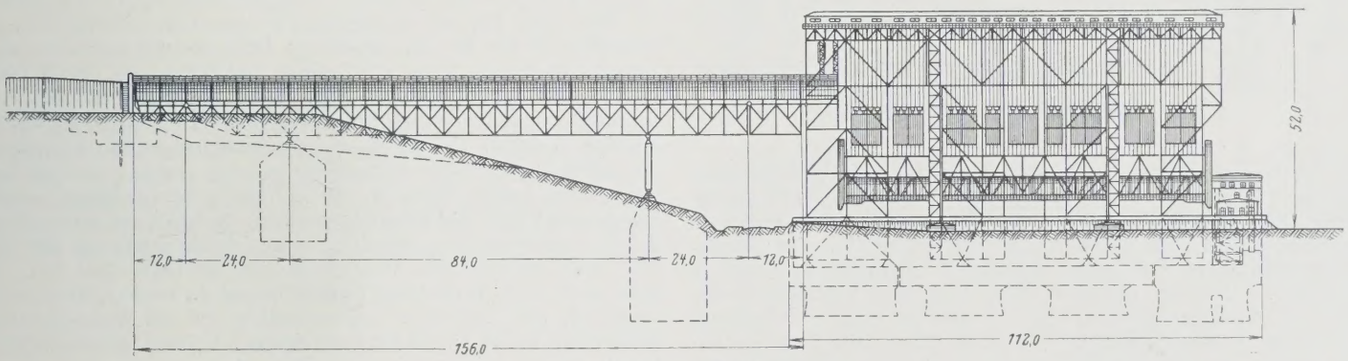


Abb. 29.

Abb. 28 bis 30. Entwurf 1926.



Ansicht von Süden.

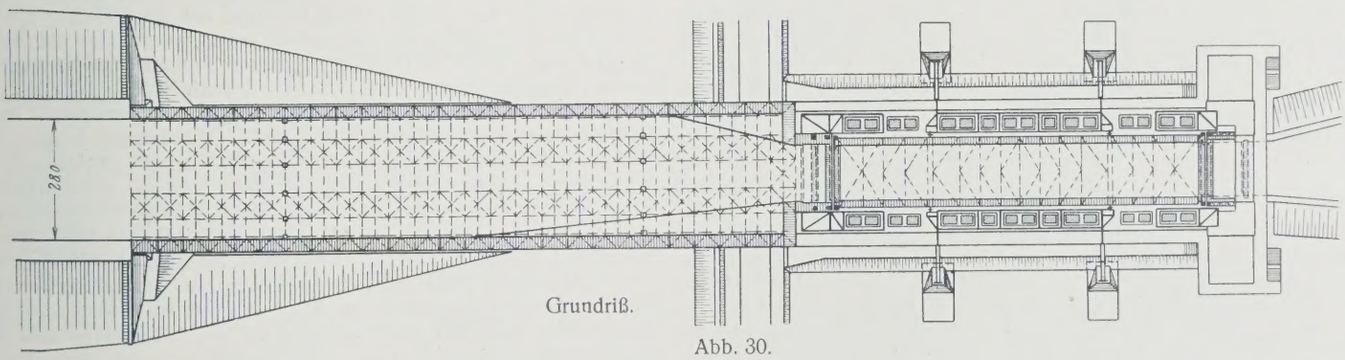


Abb. 30.

Die Akademie äußert in ihrem Gutachten vom 12. Juli 1912 Bedenken gegen die Häufung so zahlreicher größerer und kleinerer beweglicher Teile, sie erachtete auch die Gallschen Ketten bei ihrer großen Länge und ihrem erheblichen Gewicht im vorliegenden Falle für nicht zweckmäßig und die Bremseinrichtungen für nicht hinreichend betriebsicher.

Das Gutachten der Akademie wurde dem bezeichneten Firmenkonzern und der M. A. N. auszugweise mitgeteilt. Beide erhoben Gegenvorstellungen, nahmen an ihren Entwürfen gewisse Verbesserungen vor und reichten Gutachten namhafter Sachverständiger zugunsten ihrer Entwürfe ein. Nach erneuter Prüfung gab die Akademie am 27. Dezember 1912 ein weiteres Gutachten dahin ab, daß die vorgeschlagenen Wege bei vollständiger Durcharbeitung im einzelnen sämtlich zu dem Ziele führen würden, ein betriebsicheres Hebewerk zu schaffen, daß aber nach Ansicht der Akademie, wie erwähnt, unter den drei tüchtigen Entwürfen demjenigen der Firma Beuchelt der Vorzug zu geben sei.

Der Konzern arbeitete später am Hebewerkentwurf weiter und reichte 1921 einen neuen Vorschlag auf ähnlicher Grundlage ein (Abb. 27). Der Trog ist nunmehr 85 × 12 m groß, er hängt an 216 Seilen von 56 mm Durchm.; von 12 Seilen tragen jedesmal 10 die Gegengewichte, die anderen einen Rahmen, der bei Seilbruch die abgestürzten Gewichte aufnehmen kann. Die Seile sind durch Kauschen angeschlossen, ihre Rollen haben 2 m Durchm. und laufen mit bronzenen Buchsen auf stählernen Zapfen, über ihnen sind Holzpappdächer angeordnet. Zum Antrieb, zur Parallelführung und zur Sperrung bei Trogleerlauf dienen, wie in Henrichenburg, umlaufende Spindeln, die aus einem Stück bestehen. Sie müßten etwa 46 m lang werden. Die Gewinde sind doppelgängig geschnitten, die bronzenen Spindelmuttern in Haltern aus Stahl kugelig gelagert. Schwierig ist es, die Spindeln gegen Biegungsbeanspruchungen durch die Mutter zu schützen; das soll durch bewegliche Lagerung des Troges erreicht werden. Die Spindeln werden angetrieben durch vier Gleichstrommotoren von je

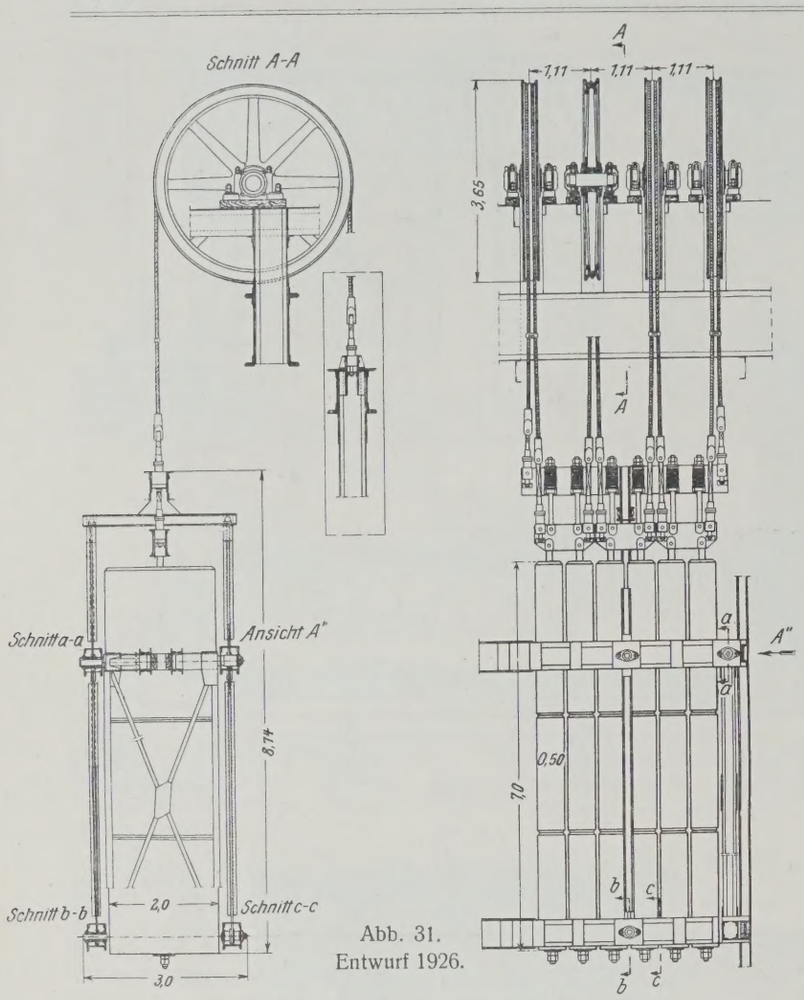


Abb. 31. Entwurf 1926.

200 PS in Leonardschaltung; die Antriebe sind durch Transmissionen zwangläufig miteinander verbunden. Aufwärts gerichtete Gleichgewichtstörungen, wie sie bei Trogleerlauf eintreten, sollten durch besonders konstruierte Spurlager der Spindeln aufgenommen werden. Für abwärts gerichtete Gleichgewichtstörungen erheblichen Umfangs ist nicht in gleicher Weise Vorsorge getroffen. Nun sind aber außergewöhnliche Gleichgewichtstörungen in erster Linie zu erwarten (und in Henrichenburg aufgetreten) infolge unrichtigen, also zu hohen oder zu tiefen Anfahrens des Troges und dementsprechend zu geringer oder zu großer Trogfüllung; beides ist ungefähr gleich wahrscheinlich. Dabei kann freilich die abwärts gerichtete Gleichgewichtstörung infolge zu tiefen Anfahrens niemals auch nur annähernd die Größe des Grenzwertes für Trogleerlauf erreichen, da der Trog sich nur bis zu seinem Rande, d. i. bei unserem Entwurf 80 cm über dem Wasserspiegel, füllen kann. Das würde zu einem Grenzwerte der Gleichgewichtstörung von 830 t führen, der sich durch besondere Maßnahmen noch herabsetzen ließe. Immerhin vermag ich dem Oberingenieur Heym nicht zuzustimmen, wenn er in einem 1925 in der Zeitschrift „Der Rhein" erschienenen Aufsatz[20]) behauptet, Trogleerlauf sei die einzige Betriebstörung. Zur Stützung der Spindeln gegen Schwankungen sind noch je zwei auf- und abwärts bewegliche Führungslager vorgesehen. Tore und Anschlußdichtungen sollten in ähnlicher Weise ausgebildet werden wie in Henrichenburg. Der Entwurf enthält keine näheren Angaben über Herstellung, Beförderung und Einbau solcher Riesenspindeln, über die Art des Nachrichtens bei etwaigem Verwerfen u. dergl. Unsere Untersuchungen haben uns leider nicht davon überzeugt, daß sie überhaupt zuverlässig aus einem Stück ausgeführt werden können. Über den etwaigen Stoß der Spindeln sagt der angeführte Aufsatz von Heym, bei Längen von mehr als 40 m müsse man daran denken, die Spindeln aus mehreren Stücken zusammenzusetzen. Das bedinge, daß eine solche Spindel fest im Fundament verankert auszuführen ist, so daß sie dann nur Zugkräfte zu übertragen hat und nicht auch durch Drehungskräfte beansprucht wird, wie die sich drehenden Spindeln; für den Stoß seien verschiedene brauchbare und betriebsichere Lösungen gefunden worden. Hier mag sich wohl ein Versehen eingeschlichen haben: bei einer relativen Drehbewegung zwischen Spindel und Mutter wird die Spindel durch Drehmomente beansprucht, ganz unabhängig davon, ob die Spindel sich dreht und die Mutter feststeht oder ob die Spindel feststeht und die Mutter sich dreht. Der Stoß muß also auch bei feststehender Spindel Torsionskräfte übertragen. Wir haben für eine solche Stoßverbindung keine vollbefriedigende Lösung gefunden; ältere Vorschläge sahen zur Übertragung von Torsionsspannungen nur Splinte vor, die dazu gewiß nicht ausreichend sind. Wir versuchten dann Klauenverbindungen zur Aufnahme der Torsionsmomente und innerhalb der Bohrung der Spindel durchlaufende runde Stoßkerne zur Aufnahme der Längskräfte. Auch von einer Firma erhielten wir einen dahingehenden Vorschlag; aber auch der befriedigte uns nicht. Freilich ist es eher möglich, einen Spindelstoß zur Aufnahme von Torsionskräften nach nur einer Richtung geeignet zu gestalten; da aber, wie soeben dargetan, Gleichgewichtstörungen nach beiden Richtungen eintreten können, würde eine solche Spindel nicht einmal als Sperrorgan ausreichen. Weiterhin ist bei Verwendung sehr langer Spindeln mit flachen Gewinden zu befürchten, daß die Muttern heißlaufen. Wir sahen uns schließlich gezwungen, auf die Verwendung einer langen Spindel ganz zu verzichten, und nach einem Vorschlage des Oberbaurats Loebell vom November 1921 als Sperrorgan eine kurze Spindel in langer geschlitzter Spindelmutter — künftig als Mutterbackensäule bezeichnet — und zum Antrieb und zur Parallelführung ein federnd gelagertes Ritzel, an einer Zahnstockleiter angreifend, in Aussicht zu nehmen, wie es der neu mitgeteilte Entwurf zeigt.

Nach Angabe des wiederholt angezogenen Aufsatzes von Heym von 1925 hat sich übrigens auch der Konzern mit Anordnungen beschäftigt, bei denen die Sicherheitsvorrichtungen während des normalen Betriebes überhaupt nicht beansprucht werden und dadurch dem Verschleiß entzogen sind. Als Sicherheitsvorkehrungen sollten dabei lange Spindeln oder kurze Spindeln in geschlitzter Spindelmutter dienen, als Antrieb und zur Parallelführung dagegen andere Organe, wie Ketten oder Ritzel an Zahnstangen. Uns liegt ein Entwurf des Konzerns für eine solche Bauart nicht vor, doch teilte die Gutehoffnungshütte mit, daß sie auf Grund der inzwischen gemachten technischen Fortschritte und der neueren Erfahrungen eine Reihe von Einzelheiten ihrer älteren Entwürfe heute ändern würde.

E. Entwurf der Reichswasserstraßenverwaltung 1926.

Nach dem Entwurf der Reichswasserstraßenverwaltung von 1926 (Abb. 28 bis 38), der zurzeit der Akademie des Bauwesens zur Begutachtung vorliegt, hängt der Trog an 256 Drahtseilen, die in Gruppen von je acht zusammengefaßt sind. Wegen Platzmangels sind je zwei Seile über eine zweirillige Seilrolle geführt; zum Ausgleich des Dralls arbeiten je immer ein rechts- und ein linksgängiges Seil nebeneinander. Die 128 Seilrollen haben 3,50 m Durchm., ihre Zapfen sollen auf Tonnenrollenlagern laufen. Versuche, die in Dahlem mit Gleitlagern ausgeführt wurden, sind nicht befriedigend verlaufen; es ergab sich ein im Hinblick auf die Sperrvorrichtung unbequem großer Anfahrwiderstand, und schließlich traten Anfressungen des Zapfens und der Lagerschale auf. Es lag nahe, auch einen Versuch mit Preßschmierung zu machen, doch ist darauf verzichtet, weil nach dem sachverständigen Rat der Berlin-Anhaltischen Maschinenfabrik A.-G. (Bamag) ein solcher Versuch keinen Erfolg versprach.

Von den acht Seilen einer Gruppe tragen jedesmal sechs je ein Gegengewicht, die übrigen einen Rahmen, der zur Führung dient und beim Bruch eines Seiles das abgerissene Gegengewicht aufnimmt (Abb. 31). Es sind also $^6/_8 \cdot 256 = 192$ Gegengewichte vorhanden, von denen bei einem Troggewicht von etwa 4200 t demnach jedes etwa 20 t wiegt. Die Seilenden sind mit Seiltöpfen (Seilköpfen) angeschlossen und mit Spannvorrichtungen versehen. Die sechs Gewichtseile tragen die Gewichte nicht unmittelbar, sondern greifen zu je zweien an einem Wagebalken an, an dem die Gegengewichte hängen. Jeder Wagebalken hängt außerdem an zwei mit vorgespannten Federn versehenen Zugstangen, die ihr Widerlager in einem drei solcher Balken tragenden Profileisenträger finden. An diesem hängt auch der erwähnte Führungsrahmen, der beim Längen eines Gegengewichtseiles ein senkrechtes Verschieben des zugehörigen Gewichtes im Rahmen gestattet. Durch das Längen eines Seiles wird der Wagebalken schief gestellt und dadurch die im Regelbetrieb unbelastete Federzugstange belastet und diese Belastung auf die Rahmenseile übertragen. Das Gewicht der ablaufenden Drahtseile wird durch vier umlaufende Ketten ausgeglichen, die in den Abbildungen nicht dargestellt sind.

Zu der Frage, ob ein solcher Gewichtsausgleich notwendig ist, sei auf die Abb. 32 u. 33 hingewiesen. Abb. 32a zeigt einen im Gleichgewicht befindlichen Schwimmkörper. Man erkennt, daß dieser, wenn man ihn entweder etwas hinabdrückt oder heraufzieht, stets das Bestreben hat, in seine Gleichgewichtslage zurückzukehren, sich also den lotrechten Kräften gegenüber im stabilen Gleichgewicht befindet. Es folgt, daß eine Gleichgewichtstörung, wie sie beispielsweise in Henrichenburg durch das Eintauchen der Einsteigschächte und des Troggerüstes hervorgerufen wird, sowohl das Anfahren des Troges als auch dessen Bremsung am Schluß der Bewegung in günstiger Weise erleichtert. Senkt man dagegen in Abb. 32b das Gewicht auf der einen Seite, so erhält das Seil auf dieser Seite das Übergewicht und befördert die Abwärtsbewegung, der Gleich-

[20]) Der Rhein, 1925, Heft 14 bis 17, S. 114.

gewichtszustand ist labil. Durch das Gewicht der ablaufenden Drahtseile würde also sowohl die Anfahrt, die wegen der erforderlichen Massenbeschleunigung ohnehin einen wesentlichen Mehraufwand an Kraft erfordert, als auch das Bremsen beim Schluß der Bewegung erschwert.

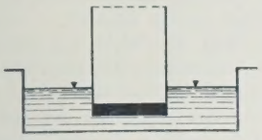


Abb. 32a.
Stabiles Gleichgewicht.

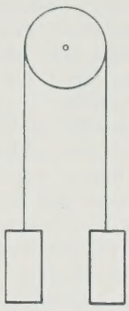


Abb. 32b.
Labiles Gleichgewicht.

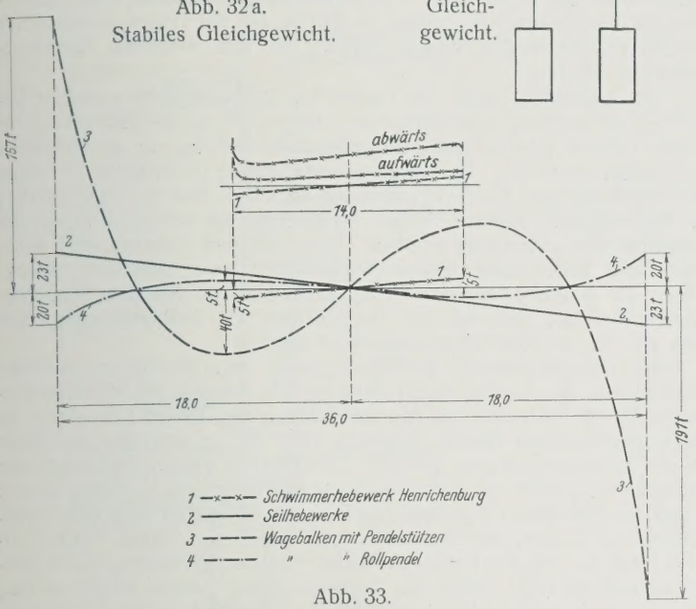


Abb. 33.

Um nun auch die Größen der Gleichgewichtstörungen vergleichen zu können, sind in Abb. 33 für verschiedene Fälle die Störungen ihrer Größe nach in gleichem Maßstab aufgetragen. Die Abszissen bedeuten Weg (oder annähernd auch Zeit), die Ordinaten die Gleichgewichtstörung, gemessen durch die Kraft, die an einer Spindel jeweils angebracht werden müßte, um das Gleichgewicht wieder herzustellen. Linie 1 zeigt (auf die Hubhöhe von 14 m) die Verhältnisse des Henrichenburger Hebewerkes. Darüber sind Kraftbedarfdiagramme dargestellt, wie sie durch unmittelbare Messung des Stromverbrauches gewonnen sind. Sie sind, abgesehen von den Spitzen am Anfang, die den Kraftbedarf zur Massenbeschleunigung wiedergeben, nahezu parallel mit der dort wiederholten Linie 1 zur Darstellung der Gleichgewichtstörungen; ihr Abstand von dieser gibt den Einfluß der Trogbelastung an, die, wie man sieht, stets derart gewählt wird, daß kein Vorzeichenwechsel für die Kräfte eintritt. Linie 2 zeigt für die Größenverhältnisse unseres Entwurfes die Gleichgewichtstörungen infolge des Ablaufes der Drahtseile für ein Ritzel. Vergleicht man die in den Endstellungen sich ergebenden Störungen mit den wesentlich kleineren, aber auch schon unbequemen Störungen am Henrichenburger Hebewerk und beachtet noch, daß, wie dargetan, das Vorzeichen in höchst ungünstiger Weise das entgegengesetzte ist, so wird man die Notwendigkeit eines Ausgleiches erkennen. Der Vollständigkeit halber sind auch die entsprechenden Angaben für einige der vorgeführten Wagebalkenhebewerke dargestellt. Die Linie 3 gilt für Wagebalken auf Pendelstützen; man erkennt, daß solche ohne besonderen Ausgleich nicht wohl ausgeführt werden könnten. Linie 4 gilt für das Rollpendel, wenn der Mittelpunkt des Rollkreises mit dem Drehpunkte des Wagebalkens übereinstimmt. Hier würden die verhältnismäßig kleinen Gleichgewichtstörungen in günstiger Weise Anfahrt und Bremsung erleichtern.

Über die am zweckmäßigsten zu wählende Drahtseilart sollen die in Dahlem in Ausführung begriffenen Versuche Aufschluß geben; zunächst ist ein Längsschlag-Rundlitzenseil aus $6 \cdot 37 = 222$ Drähten von 2,4 mm Stärke und 150 kg/mm² Festigkeit, entsprechend einer rechnerischen Bruchfestigkeit von rd. 150 t, in Aussicht genommen. Daneben kommen insbesondere auch Dreikantlitzenseile in Frage. Längsschlagseile haben bekanntlich starken Drall, der sie für viele Verwendungszwecke ungeeignet macht, aber im vorliegenden Falle von geringem Belang ist; sie bieten vor Kreuzschlagseilen den Vorteil, daß die langgestreckten Windungen der einzelnen Drähte besser auf der Seilrolle aufliegen und daher geringerem Verschleiß unterworfen sind. Durch den großen Durchmesser der Seilrolle wird die Biegungsbeanspruchung der Drähte und damit deren Abnutzung wirksam herabgesetzt; selbst wenn man die Biegungsbeanspruchung nach der zu ungünstigen Gleichung $\sigma = \frac{d}{D} \cdot E$ berechnet, ergibt sie sich nur zu $\frac{0{,}24}{350} \cdot 2\,100\,000 = 1440$ kg/cm².

Zum Antrieb, vergl. die Abb. 34 u. 35, sollen vier auf dem Trog stehende Gleichstrommotoren von je etwa 75 PS in Leonardschaltung dienen. Im Hinblick auf neuere Fortschritte wird noch zu prüfen sein, ob vielleicht auch Drehstrommotoren in Betracht kommen. Für die Frage, ob es zweckmäßig ist, die Bewegungswiderstände ganz oder teilweise durch Wasserballast zu überwinden, indem der Trog oben einige Zenti-

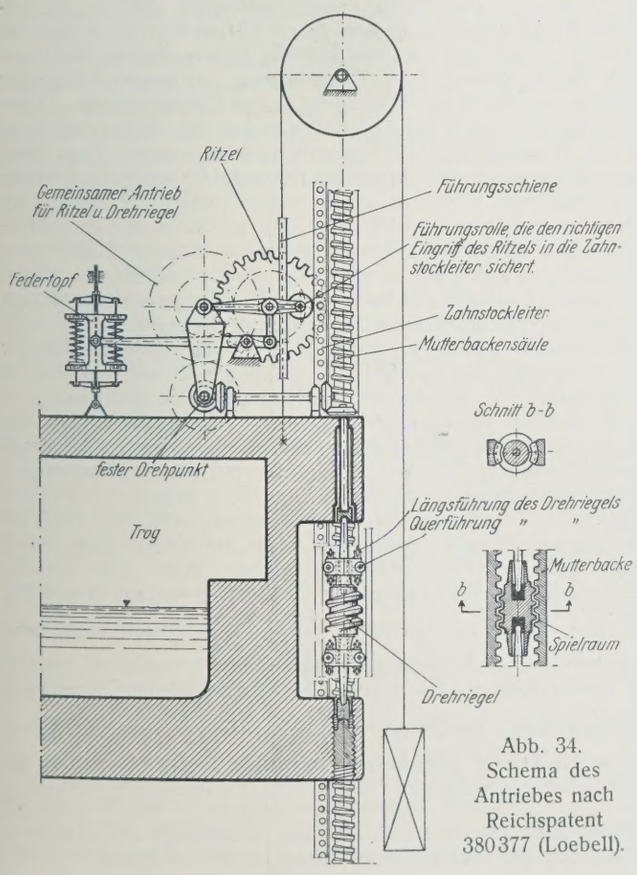


Abb. 34.
Schema des Antriebes nach Reichspatent 380377 (Loebell).

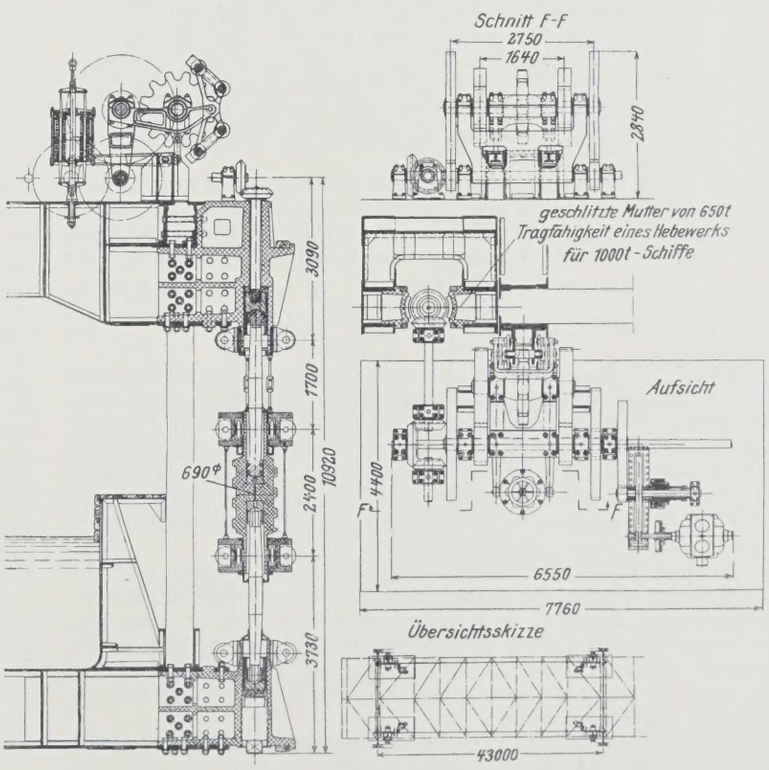


Abb. 35. Entwurf 1926.
Trogantrieb nach R. P. 380377 (Loebell).

meter tiefer anfährt, als dem genauen Gewichtsausgleich entspricht, unten entsprechend höher, werden die Betriebserfahrungen am Hebewerk selbst maßgebend sein müssen. 1 cm Wasserfüllung entspricht einer Last von 10 t. Die Motortriebwerke sind durch eine umlaufende Wellenleitung zwangläufig miteinander verbunden und durch vier Rutschkupplungen gesichert. Sie treiben sowohl die vier Ritzel, die an Zahnstockleitern arbeitend den Trog bewegen und seine wagerechte Lage gewährleisten, als auch die zur Sperrung bei Störungen dienenden Drehriegel, das sind kurze Schraubenspindeln, die mit den Ritzeln durch eine Kegelradübersetzung derart verbunden sind, daß sie im Regelbetriebe in den Gewinden der Mutterbackensäule, ohne diese zu berühren, leer mitlaufen, wobei sie oben und unten je einen Spielraum von etwa 30 mm lassen. Die am stärksten beanspruchten Zahnräder sind unterteilt. Die Achse des Ritzels ist nicht fest, sondern auf einem Schwingensystem gelagert. Sie ruht auf einem ungleicharmigen Hebel, der mittels einer Hebelübertragung durch die Vorspannung von sechs zu einem Federtopf vereinigten Schraubenfedern nach beiden Richtungen in seiner Mittellage gehalten wird, nach Überwindung dieser Vorspannung aber nach oben oder unten ausschwingen kann. Die Vorspannung ist so groß zu wählen, daß sie durch die gewöhnlichen Bewegungswiderstände keinesfalls überwunden wird; nach dem Ergebnis vorgenommener Versuche wird sie einem Ritzelzahndruck von etwa 30 t entsprechen müssen.

Wird bei ruhendem Trog, z. B. durch Wasserverluste infolge Leckwerdens, dieser Zahndruck überschritten, so gibt die Federung nach, infolgedessen setzen sich die Drehriegel auf die Gewindegänge der Mutterbackensäule auf und übertragen die Last auf diese. Vermöge einer durch den Ausschlag des Federhebels zuverlässig betätigten Schaltung wird vorher die Strombahn unterbrochen, so daß die Motoren nicht angelassen werden können. Diese nachgiebige Lagerung des Antriebritzels zum Zwecke der Übertragung ungewöhnlicher Störungskräfte vom Triebwerk, das für solche in wirtschaftlichen Abmessungen nicht hergestellt werden kann, auf besondere dafür genügend stark bemessene Sperrorgane ist der Hauptgegenstand des Patentes 380 377 (Loebell). Tritt während der Trogbewegung eine derartige Gleichgewichtstörung ein, gleichviel in welcher Richtung, so wird bei erheblicher Überschreitung des kritischen Zahndruckes gleichfalls der Drehriegel in Wirksamkeit treten, durch die schon erwähnte Schaltung wird aber der Strom unterbrochen und damit das gesamte Triebwerk stillgestellt, noch ehe die Drehriegel aufsitzen, wodurch zugleich erreicht wird, daß stets alle vier Riegel fast vollkommen gleichzeitig zum Anliegen kommen. Zur weiteren Sicherung sollen Maximal- und voraussichtlich auch Minimal- (oder Rückstrom-) Ausschalter angeordnet werden, die bei erheblichen Gleichgewichtstörungen das Triebwerk unabhängig von dem Ausschwingen des Federhebels stillsetzen; bei dem in Eberswalde im Maßstab 1 : 5 ausgeführten Betriebsmodell hat sich ein Minimalausschalter durchaus bewährt. Sollten einmal gleichzeitig beide Arten der elektrischen Ausschaltung versagen, so würden sich die Drehriegel u. U. drehend auf die Mutterbacken aufsetzen und erst durch die große Reibung der flachen, selbstsperrenden Gewinde — nach Durchbrennen der Sicherungen — Stillstand herbeiführen. Auch das würde voraussichtlich nicht zur Zerstörung führen; immerhin wäre bedenklich, daß dann u. U. ein Drehriegel vor den anderen zum Anliegen kommen könnte; man wird m. E. schon deshalb auf die doppelte Art elektrischer Sicherung nicht verzichten dürfen.

Der 30 mm betragende Ausschlag des Ritzels liefert einen ausreichenden Bremsweg, der durch die unvermeidlichen elastischen Formänderungen noch einen Zuwachs erfährt. (Das Maß von 30 mm mag gering erscheinen, doch beträgt für die hier auftretende Geschwindigkeit von 12 cm/Sek. der für den Bremsweg charakteristische Wert $\frac{v^2}{2g}$ nur 0,73 mm, dagegen für einen mit 90 km/Std. fahrenden Schnellzug 32 m, das ist mehr als das 40 000fache.)

Damit der richtige Eingriff des Ritzels in die Zahnstockleiter nicht durch Formänderungen oder dergl. beeinträchtigt wird, trägt der zu seiner Auflagerung dienende ungleicharmige Hebel am Ende einen Führungswagen, der den richtigen Abstand zuverlässig sichert; um die dabei erforderliche Relativbewegung zum Trog zu ermöglichen, ist der Hebel auf einer um eine feste Achse beweglichen lotrechten Schwinge gelagert. Aus ähnlichen Gründen sind die Drehriegel mit dem Triebwerk durch Pendelstützen verbunden und besonders geführt.

Bei der vorgesehenen Hubgeschwindigkeit von 12 cm/Sek. wird sich ein Hub in 5 Minuten, ein ganzer Hubvorgang einschließlich der Ein- und Ausfahrt des Kahns in rd. 20 Minuten vollziehen, so daß an einem Tage bei 20stündigem Betrieb bis zu 30 Doppelschleusungen ausgeführt werden können. Betrachtet man, vorsichtig gerechnet, als Jahresleistung das 200fache der höchsten Tagesleistung, so ergibt sich eine Jahresleistung von 6000 Doppelschleusungen.

Das über Gelände 52 m hohe Gerüst soll aus Eisen hergestellt werden. Welche Vorzüge Eisenbeton hätte, ist schon erwähnt. Wir sind aber bei der Durcharbeitung zu der Überzeugung gelangt, daß es nur durch Verwendung einer Eisenkonstruktion möglich wird, die aus den Antriebs- und Sperrorganen, insbesondere also an der Mutterbackensäule zu übertragenden ungewöhnlich großen Kräfte einwandfrei aufzunehmen und kraftschlüssig in das Grundmauerwerk zu führen. Weiterhin lassen sich bei einer Eisenkonstruktion etwa erforderliche nachträgliche Änderungen, insbesondere Verstärkungen leichter anbringen; und endlich ist zu besorgen, daß in einem Eisenbetongerüst die durch die ungewöhnlich großen hier auftretenden Kräfte hervorgerufenen Schwingungen und Erschütterungen zur Rissebildung Anlaß geben könnten. Doch soll für das Gerüst St 37 verwendet werden, weil die Wahl von höher zu beanspruchenden Stahlsorten bei voller Ausnutzung des Baustoffs zu einem minder steifen und daher den Schwingungen weniger Widerstand leistenden Gerüst führen würde. Dagegen sollen der Trog und die anschließende Kanalbrücke aus St 48 oder Si-Stahl hergestellt werden. Das Gesamtgewicht des Eisengerüstes beträgt rd. 6000 t, das des Troges einschließlich der ihn abschließenden Hubtore und der auf ihm stehenden Maschinenanlage rd. 1600 t.

Wie ersichtlich, stellt das Gerüst im Querschnitt in statischer Beziehung einen Zweigelenkrahmen dar, der jedoch für die Aufstellung ein drittes Gelenk erhalten soll, das erst nach Aufbringung der ständigen Last geschlossen wird. In den Ebenen derjenigen Gerüststiele, an denen der Trogantrieb und die Sperrvorrichtung angreifen, sind zur Verminderung der Schwingungen seitliche Streben vorgesehen, die freilich den Grad der statischen Unbestimmtheit erhöhen. Seilrollen und Zubehör sind durch Dach und Seitenwände gegen Witterungseinflüsse geschützt; ebenso stehen die Motoren auf dem Trog in besonderen Maschinenhäuschen. Endlich befindet sich auf der Trogplattform ein Führerhäuschen, von dem aus die Antriebmotoren angelassen werden.

Wie der Längsschnitt in Abb. 29 zeigt, sind die beiden mittleren Gerüsttürme, die die Zahnstockleitern für den Antrieb, die Mutterbackensäulen für die Sperrung und die Querführung des Troges aufnehmen, zu einem gemeinsamen Bauteil verbunden, der sich in statischer Beziehung als ein Zweigelenkrahmen darstellt. Der Ostturm (nach dem Unterwasser zu) stützt sich durch ein beiderseits gelenkig gelagertes Verbindungsstück gegen den Mittelturm und trägt in Höhe der oberen Haltung einen Prellbalken zum Schutze des Trogtores gegen anstoßende Schiffe. Der Westturm trägt den oberen Haltungsabschluß mit der Verbindung zur Kanalbrücke und die recht schwierige Troglängsführung. Er ist doppelt so lang wie die anderen Einzeltürme und für sich standfest gelagert und dementsprechend an den Mittelturm verschieblich angeschlossen. Durch die Anordnung des oberen Haltungsabschlusses und der Troglängsführung auf dem Westturm wird erreicht, daß sich ein großer Teil der wagerechten Längskräfte — der Anpressungsdruck des Dichtungsrahmens und der Spaltwasserdruck, soweit er außerhalb der Torfläche wirkt — auf kurzem Wege innerhalb des Turmes ausgleicht, ohne die Grundmauern zu belasten.

Zum Abschließen des Troges dienen beiderseits Hubtore; die anschließenden Kanalhaltungen erhalten je zwei Hubtore, von denen eins als Hilfstor gilt. Zwischen Trog und Haltung ist ein gewisser Spielraum erforderlich (Spalt), bedingt durch Längsdehnung des Troges infolge der Wärmewirkung und durch die Spielräume in den Längsführungen. Dieser Spalt von etwa 150 mm größter und 60 mm kleinster Breite muß beim Anschluß des Troges an die Haltungen abgedichtet werden. Dazu dient ein wagerecht verschiebbarer U-förmiger Rahmen, der durch 12 Exzenter so weit vorgeschoben wird, daß die an seiner Vorderfläche angebrachte Gummidichtung wasserdicht schließt (Abb. 36).[21]) Die an der Innenfläche des Rahmens sich ergebende, U-förmig umlaufende Fuge wird durch eine Stopfbuchs-Dichtung geschlossen. Die Exzenterwellen werden über Rädervorgelege hinweg von beiden Enden einer Wellenleitung aus durch Elektromotoren angetrieben, die unmittelbar mit den Schneckenwellen eines Schneckenvorgeleges gekuppelt sind. In die Schneckenräder sind zur Sicherung Rutschkupplungen eingebaut. Diese Einrichtung hat sich an dem im Maßstabe 1 : 5 ausgeführten Betriebsmodell als zweckmäßig erwiesen. Die Rahmen dichten gegen Schilde, die so eingerichtet sind, daß der Trog in wechselnder Höhe anfahren kann, was wegen des Wasserstandswechels notwendig ist. Wie ersichtlich, sind die Dichtungsrahmen an den Haltungsabschlüssen, die Schilde am Trog angebracht, was vor der umgekehrten Anordnung die Vorteile bietet, daß der Trog ein etwas geringeres Gewicht erhält und daß der regelmäßige Spaltwasserdruck auf den Trog wesentlich kleiner wird. Wie Abb. 37 ausweist, beträgt der Spaltwasserdruck bei der gewählten Anordnung $\frac{b\,(t+k)^2}{2}$ und erreicht den Grenzwert $\frac{b\,(t'+k)^2}{2}$ nur dann, wenn ganz ausnahmsweise der in Betracht gezogene höchste Wasserstand wirklich eintreten sollte (vielleicht nie), während bei der umgekehrten Anordnung der Spaltwasserdruck regelmäßig den Wert $\frac{b\,(t'+k)^2}{2}$ annimmt. (Öffnet man das in der Abb. 37 geschlossen dargestellte Trogtor, so ändert das nichts an der Größe der auf den Trog wirkenden wagerechten Kraft.) Bei-

[21]) Vergl. dazu Abb. 3 auf S. 502 der „Bautechnik“ 1925 zu dem Aufsatze von Sperling über die Schiffshebewerke des Centrekanals.

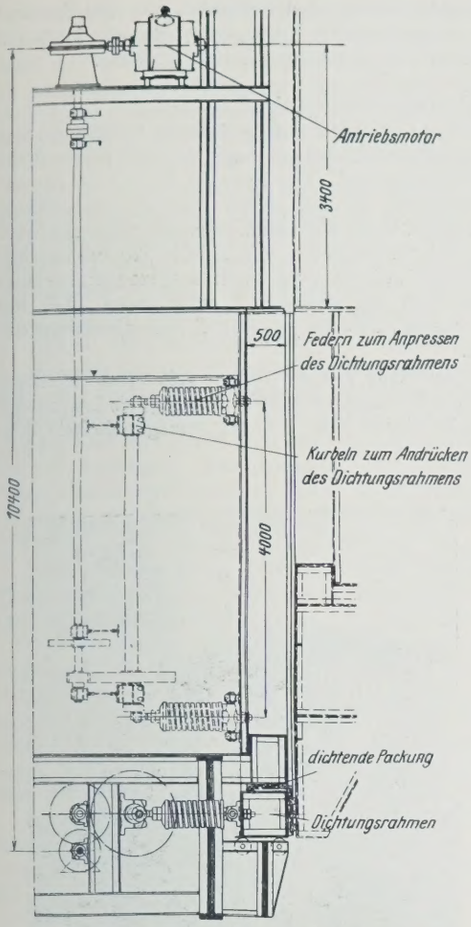


Abb. 36. Entwurf 1926. Spaltabdichtung.

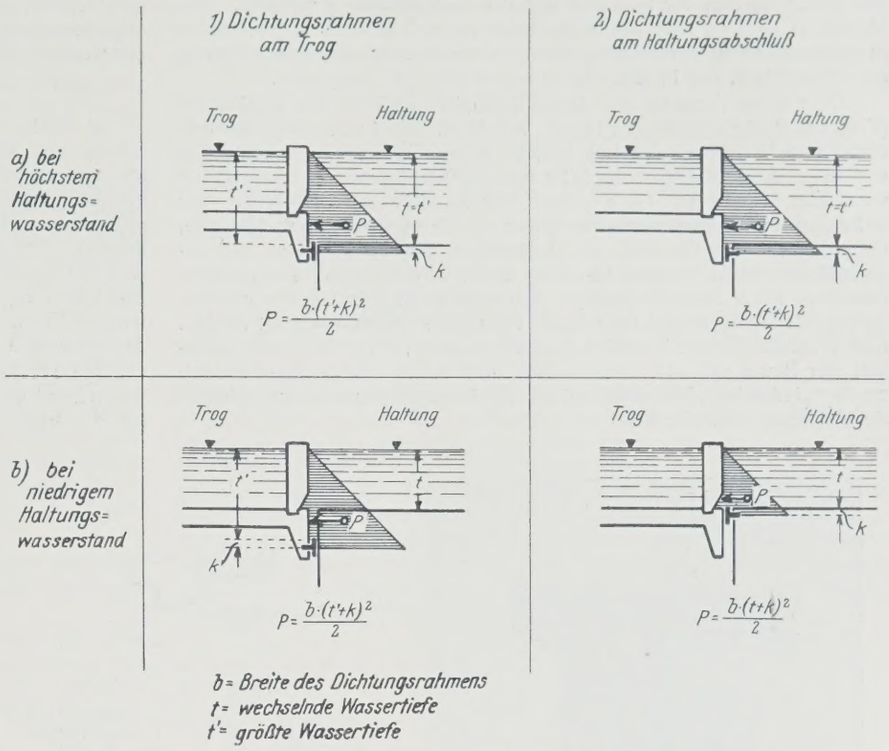


Abb. 37. Entwurf 1926. Spaltwasserdruck.

spielsweise ist im Unterwasser gewöhnlich $t = 2{,}90$, dem mit $b = 14{,}6$ und $k = 1{,}0$ m ein $P = 111$ t entspricht, während sich bei dem in Rechnung gestellten HHW mit $t' = 4{,}70$ ausnahmsweise $P = 237$ t ergeben würde.

Abb. 30 gibt einen Überblick über die Gesamtanlage. Wie daraus ersichtlich, ist zum Übergang zwischen dem anschließenden Damm und dem Hebewerk eine eiserne Kanalbrücke vorgesehen, deren Trog 28 m Nutzbreite aufweist. Bordhöhe des Troges und Tragfähigkeit der Brücke sind so bemessen, daß die Haltung später auf 3,9 m über Trogsohle angespannt werden kann, wodurch erreicht wird, daß die Brücke unverändert bleibt, wenn etwa der Wasserspiegel des Hohenzollernkanals für den Verkehr mit 1000-t-Schiffen gehoben werden sollte. 300 m oberhalb des Hebewerks soll ein Sicherheitstor angeordnet werden, das vom Hebewerk aus durch Fernsteuerung geschlossen werden kann.

Die Untergrundverhältnisse sind bereits in der „Bautechnik" 1926, Heft 11, erörtert worden. In der Abb. 38 ist die Lage der Gründungspfeiler für das Hebewerk und die anschließende Kanalbrücke zu ersehen. Wegen der ungünstigen Baugrundverhältnisse muß die Gründung des Hebewerks auf — 16, teilweise sogar auf —17,5 m unter N.-N. hinabgeführt werden. Die Senkkasten, deren größter etwa 260 m² Grundfläche hat, sollen mit Druckluft eingebracht werden, nachdem die Baugrube unter Grundwassersenkung auf N.-N. — 8 ausgehoben ist. Die Lagerungsverhältnisse der verworrenen Hangschichten machen es notwendig, die nach dieser Richtung ungünstigste Hangstrecke im Berührungsgebiet zwischen Diluvium und Tertiär auf einer Länge von etwa 80 m von Pfeilern frei zu halten, was eine große Öffnungsweite der Kanalbrücke bedingt. Langwierige Untersuchungen haben aber zu dem Ergebnis geführt, daß trotzdem eine Kanalbrücke einer Dammschüttung bis unmittelbar an das Hebewerk aus wirtschaftlichen und technischen Gründen vorzuziehen ist.

Zur praktischen Erprobung der vorgeschlagenen, zum Teil neuartigen Anordnungen sind zwei Gruppen von Versuchen ausgeführt, die zum Teil noch fortgesetzt werden: erstens in einem Versuchsturm auf dem Gelände des Staatlichen Materialprüfungsamtes in Berlin-Dahlem, in dem Drahtseile, Seilrollen und deren Lager in natürlicher Größe erprobt, ihre

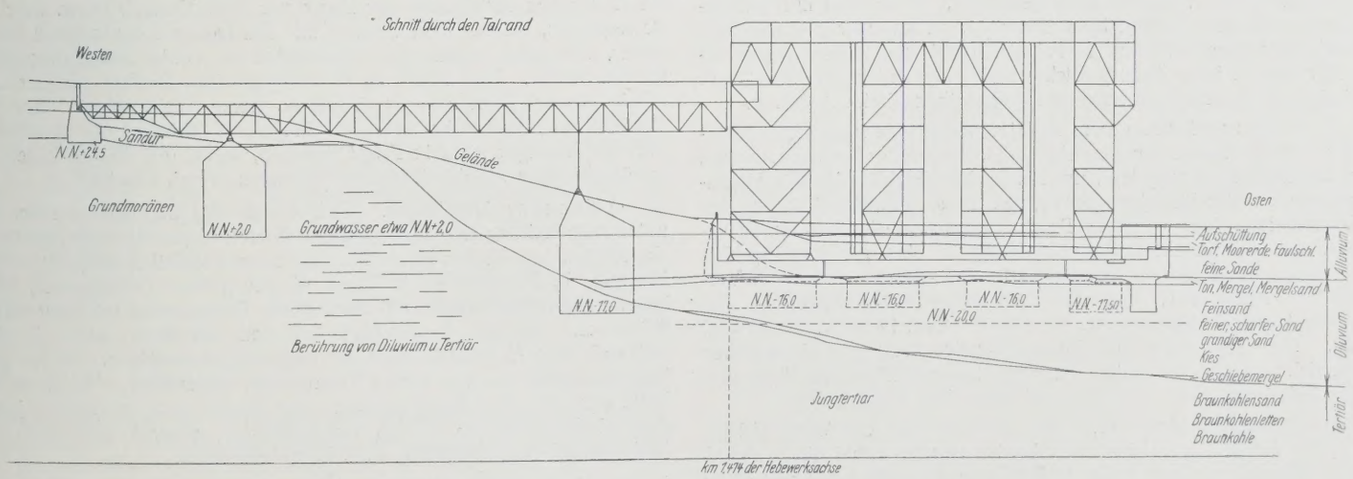


Abb. 38. Entwurf 1926. Längsschnitt in der Hebewerksachse.

Bewegungswiderstände gemessen werden usw., Abb. 39 zeigt den 1924/25 errichteten 23,5 m hohen Versuchsturm; zweitens an einem betriebsfähigen Teilmodell im Maßstab 1 : 5 (Abb. 40), das in Eberswalde aufgestellt ist und eine Erprobung der Betriebseinrichtungen, insbesondere

also des Antriebes, der Sperrung und der Spaltdichtung ermöglicht. Das Modell ist 1924 bis 1926 durch die Ardeltwerke G. m. b. H. in Eberswalde in engstem Zusammenarbeiten mit dem Neubauamt für den zweiten Abstieg bei Niederfinow, das in Eberswalde seinen Sitz hat, ausgeführt.

Über diese Versuche und deren Ergebnisse berichtet das Neubauamt (Vorstand Regierungsbaurat Plarre) wie folgt: Die in den Versuchsturm eingebaute Versuchseinrichtung besteht gemäß Abb. 41 im wesentlichen aus einer doppelrilligen Seilscheibe von 3,50 m Durchm., wie sie später verwendet werden soll, den beiden über sie laufenden Drahtseilen, der Belastung durch zwei tunlichst genau je 45 t schwere Gewichtskörbe, entsprechend dem Gewichte der zukünftigen Betriebslast, und den erforderlichen Meß-, Aufzeichen- und Antriebvorrichtungen, sie gestattet eine etwa 7,0 m lange Bewegung. Sie kann durch aufzulegende und abzufangende Übergewichte oder durch elektrischen Antrieb betätigt werden. Eine selbstschreibende Vorrichtung zeichnet Dauer, Weg und Geschwindigkeit der Bewegung auf, eine andere mißt die bei elektrischem Antrieb zu überwindenden Widerstände mittels Torsionsdynamometers und zeichnet sie gleichfalls fortlaufend auf.

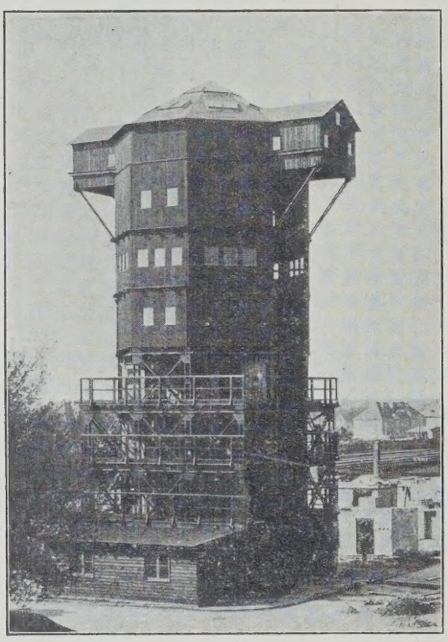


Abb. 39. Versuchsturm in Dahlem.

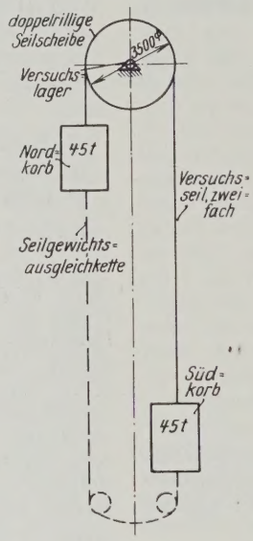


Abb. 41. Versuchseinrichtung in Dahlem.

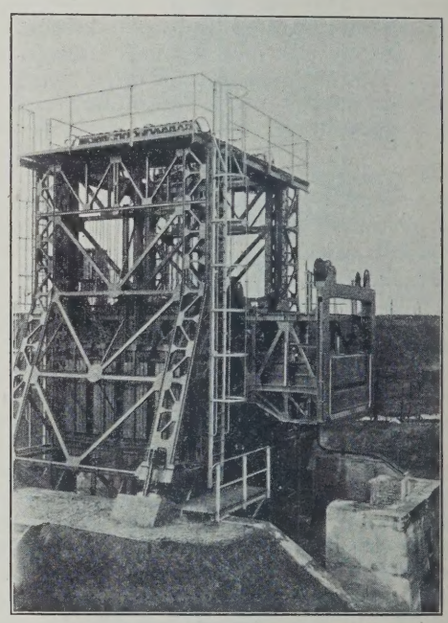


Abb. 40. Modell. 1 : 5.

geschalteten, aus Sonderstahl bestehenden Meßstabes auf eine Trommel aufzuzeichnen; aus der so gewonnenen Kurve lassen sich die insgesamt auftretenden Widerstände und die gefahrenen Zeiten ermitteln.

Versuchsergebnisse.

a) Seilscheibe. Auf der von der Bamag gelieferten zweirilligen Seilscheibe von 3500 mm Seilmittendurchmesser liegen die Seile in den Rillen mit einem Drittel ihres Umfanges auf. Die Nabe ist durch vier um 90° versetzte Teilfugen unterbrochen, so daß immer zwei der vorhandenen acht Arme an einem Nabenstück sitzen und demnach ungehindert schwinden können. Zum Befestigen auf der Stahlwelle von 220/240/220 mm Durchm. sind beiderseits Schrumpfringe auf die Nabe warm aufgezogen; die Teilfugen sind vor dem Bearbeiten mit Weißmetall ausgegossen. Die bisherigen Versuche haben gezeigt, daß die gewählte Seilscheibenbauart den Anforderungen entspricht.

b) Gleitlager. Die gleichfalls von der Bamag gelieferten Gleitlager waren Stehlager von 220 mm Bohrung mit Kugelbewegung; als Lagermetall für die untere Lagerschale diente eine von der Bamag gelieferte Bleibronze. Verschiedene mit Gleitlagern erprobte Schmiermittel — Sonderöle durch Überflutungsschmierung, Sonderfette durch Druckschmierung — zeigten zwar keine sehr wesentlichen Unterschiede, ließen aber erkennen, daß der Schmierzustand der Lagerflächen stark beeinflußt wird durch die Dauer des Stillstandes der Lager vor dem Versuch bezw. durch die Bewegungen, die vor dem Versuch mit den Lagern vorgenommen werden, derart, daß unter ungünstigen Umständen der Ölfilm unter dem Zapfen zerstört wurde. Dies führte zu Anfressungen des Zapfens und der Lagerschale, die ein Fortsetzen der Versuche unmöglich machten. Da beim Betrieb des Hebewerks aber mit längerem Stillstand zu rechnen ist, dürften Gleitlager nicht in Frage kommen, zumal bei diesen Lagern unerwünscht hohe Anfahrwiderstände auftraten (vergl. Abschnitt g).

c) Tonnenrollenlager. Nach Ausbau der Gleitlager wurden diese unter Beibehaltung der Lagergehäuse durch Tonnenrollenlagereinsätze der Kugellagerfabrik Fischer-Schweinfurt a. M. ersetzt (Wellenzapfendurchmesser 180 mm, 13 Tonnenrollen je Lager, 60 mm größter Durchmesser, 84 mm lang). Belastungsversuche mit zwei dieser Tonnenrollen mit hydraulischer 600-t-Presse ergaben Bruchfestigkeiten von 397 bezw. 542 t je Rolle, während beim Hebewerk unter der ungünstigen Annahme, daß die ganze Lagerbelastung nur von einer Tonnenrolle aufgenommen wird, auf jede Rolle nur etwa 50 t Last kommen. Die Beobachtungen ergaben jedoch, daß bei Bewegung der Zapfen regelmäßig die unteren sechs Rollen der Rollenkränze sich mitdrehen, d. h. Last aufnehmen.

Die Lager haben bisher zu keinen Beanstandungen geführt. Durch eine demnächst aufzustellende Lagerprüfmaschine, die nach dem Grundsatz der reibungslosen Druckbelastung (Vieweg) arbeitet, sollen mit Rollenlagern verschiedener Bauart Dauerversuche vorgenommen und die reinen Reibungswiderstände (ohne Seilsteifigkeitswiderstand) gemessen werden. Die Lagerprüfmaschine soll später auch dazu dienen, alle in das Hebewerk einzubauenden Lager vorher zu prüfen.

Versuchsverfahren.

a) Gewichtsverfahren zum Ermitteln des Anfahrwiderstandes. Die Belastung eines der beiden Gewichtskörbe, in oberster Stellung stehend, wird durch allmählich zunehmendes Auflegen von Zusatzgewichten von 10 bezw. 5 kg so lange gesteigert, bis sich die mit den Gewichtskörben belastete Seilscheibe in dauernde, nicht wieder zum Stillstand kommende Bewegung setzt und die Fahrstrecke bis zum Abbremsen durchläuft. Die Summe aller Zusatzgewichte ergibt den Anfahrwiderstand zum Überwinden der Seilsteifigkeit und der Lagerreibung beim Anfahren.

b) Gewichtsverfahren zum Ermitteln des Bewegungswiderstandes. Einem der beiden Gewichtskörbe, in oberster Stellung stehend, werden Zusatzgewichte aufgelegt, um ihnen eine gleichförmige Beschleunigung zu erteilen (Beschleunigungsgewichte). Diese Zusatzgewichte werden nach Durchlaufen einer gewissen Beschleunigungsstrecke wieder so abgefangen, daß die beschleunigte Bewegung in eine gleichförmige Bewegung übergeht. Beschleunigungsgewicht und -strecke sind durch Vorversuche so ausgeprobt, daß sich die gleichförmige Bewegung mit bestimmten Geschwindigkeiten (z. B. $v = 10$ bezw. 12 bezw. 15 cm/Sek.) vollzieht. Den zu ermittelnden Bewegungswiderstand gibt ein weiteres Zusatzgewicht an, das außer dem Beschleunigungsgewicht aufgelegt wird und von Anfang bis Ende der Fahrt auf dem Korb liegenbleibt.

c) Elektrischer Antrieb. Das zeitraubende Gewichtsverfahren wurde später durch einen elektrischen Antrieb ersetzt, wobei die gewichtsbelastete Seilscheibe durch einen 10-PS-Verbundreguliermotor mit Drehzahlregelung 1 : 6, Umdrehungszahl = 525 bis 1350, Gleichstrom 220 V, über ein Schneckengetriebe und dreistufiges Vorgelege durch Ritzel und Zahnkranz bewegt wird. Jede gewünschte Seilgeschwindigkeit konnte nunmehr durch Feldregler sofort eingestellt werden.

Das zwischen Ritzel und Vorgelege eingebaute Torsionsdynamometer nach Vieweg gestattet, die Drehmomente eines in die Antriebwelle ein-

d) Seile. Für Versuchsabschnitt A wurden verwendet:

Seil I: Rundlitzendrahtseil 52 mm Durchm. aus blankem Gußstahldraht, in Kreuzschlag, bestehend aus 6 Litzen zu je 37 Drähten von 2,4 mm Durchm., 1 Hanfseele; Bruchfestigkeit des Drahtes 150 kg/mm², rechnerische Gesamtbruchfestigkeit 150 t, Lieferwerk: Felten & Guilleaume, Carlswerk A.-G., Köln-Mülheim.

Für Versuchsabschnitt B wurden verwendet:

Seil II: Dreikantlitzenseil 48 mm Durchm., aus blankem Gußstahldraht, in Längsschlag, bestehend aus 6 Litzen und 1 Hanfseele, jede Litze zusammengesetzt aus 3 zu einem Dreikantherz vereinigten Formdrähten, 12 inneren Runddrähten von 2,25 mm Durchm. und 15 äußeren von 2,85 mm Durchm.; Bruchfestigkeit des Drahtes 150 kg/mm², rechnerische Gesamtbruchfestigkeit 150 t, Lieferwerk: Felten & Guilleaume.

Seil III: Rundlitzenseil wie Seil I, jedoch in Längsschlag.

Seil IV: Dreikantlitzenseil 48 mm Durchm., aus blankem Gußstahldraht, in Längsschlag, bestehend aus 6 Litzen zu je 12 inneren Drähten von 2,25 mm Durchm. und je 12 äußeren Drähten von 2,85 mm Durchm., in jeder Litze ein aus 6 einzelnen, zu einem Dreikantherz verflochtenen Drähten bestehend. Bruchfestigkeit des Drahtes 150 kg/mm², rechnerische Gesamtbruchfestigkeit 143,81 t. Lieferwerk: Westfälische Eisen- und Drahtwerke A.-G., Abteilung Seil- und Kabelwerke Troitzsch, Berlin-Tempelhof.

Die Versuche haben bisher zu einer Entscheidung über die anzuwendende Seilart noch nicht geführt, da keins der Seile ausschlaggebende Vor- oder Nachteile zeigte.

e) Seiltöpfe. Zum Verbinden der Seile mit dem Trog und den Gegengewichten dienen Seiltöpfe aus Baustahl St 48. Die innen konischen Seiltöpfe wurden mit den Seilenden durch eine Bleilegierung vergossen, nachdem das Seil zum Verhindern des Auflockerns abgebunden, die freien Drahtenden zu einem sogenannten Drahtstrauß auseinander- und hakenförmig umgebogen und gereinigt waren, die Hanfseele bis zur Abbindestelle entfernt und der Drahtstrauß in flüssiges Zinn getaucht worden war.

Die Seilzerreißversuche haben ergeben, daß die Seiltöpfe eine Zugbelastung von etwa 135 t anstandslos aushielten, während das mit ihnen vergossene Seil bei dieser Belastung riß. Nach dem Zerreißversuch wurde ein Seiltopf der Länge nach aufgeschnitten, wobei sich zeigte, daß der Bleikopf keinerlei Formänderungen erlitten hatte. Im Betrieb entfällt auf jedes Seil eine Belastung von 22,5 t.

f) Spannvorrichtungen. Die zwischen jedem Seiltopf und der Last angeordneten Spannvorrichtungen sollten ein Nachspannen der Seile um 250 mm unter Last gestatten. Die Versuche zeigten jedoch, daß das Anziehen der Spannvorrichtungen unter Last besondere Vorkehrungen und Hilfsvorrichtungen (langarmiger Hebel, Seilzug, Seilkloben, Kran) erforderlich macht und sehr viel Zeit beansprucht. Es sollen daher beim Hebewerk Maßnahmen getroffen werden, die ein Nachspannen der Seile unter Last entbehrlich machen.

g) Bewegungswiderstände. Die bisher durchgeführten Versuche zur Ermittlung der Bewegungswiderstände gliederten sich in zwei Hauptabschnitte: A. Versuche mit einer Seilart (Seil I) und Gleitlagern; B. Versuche mit vier verschiedenen Seilarten (Seil I bis IV) und Tonnenrollenlagern.

Tafel I. Widerstände mit Gleitlagern und Rundlitzen-Kreuzschlagseilen 52 mm Durchm.

Widerstand in kg		
beim Anfahren	in der Bewegung	
722	302	Gewichtsverfahren
786	262	
788	282	
755	301	
763	326	
738	291	
765	281	
790	293	Elektrischer Antrieb
791	318	
740	284	

Durchschnittlicher Widerstand beim Anfahren = 761,8 kg = 0,85 % der Gesamtlast von 90 t;
Durchschnittlicher Widerstand in der Bewegung = 294 kg = 0,33 % der Gesamtlast von 90 t.

Schmiermittel für Gleitlager:
Spezial-Mineralfett, Voltolöl, Valvolineöl.

Einige Ergebnisse der Versuchsfahrten im Abschnitt A, unter voller Belastung von 45 t je Korb, zeigt Tafel I. Es ergibt sich ein verhältnismäßig gleichmäßiger Verlauf der Werte, die im Mittel etwa 760 kg für den Anfahrwiderstand und etwa 300 kg für den Bewegungswiderstand betragen; es geht hieraus aber auch hervor, daß die Anfahrwiderstände rd. siebenmal und die Bewegungswiderstände rd. dreimal so hoch sind als die späterhin mit Tonnenrollenlagern durch Gewichtsverfahren ermittelten Widerstände.

Die im Hauptabschnitt B für die einzelnen Seilarten ermittelten Durchschnittswerte für den Anfahr- und Bewegungswiderstand sind in Tafel II

Tafel II. Widerstände mit Tonnenrollenlagern. Gewichtsverfahren.

Seilart: R = Rundlitzen, D = Dreikantlitzen, K = Kreuzschlag, L = Längsschlag			Lieferer: F&G = Felten & Guilleaume, Carlswerk A.-G., Köln-Mülheim. Tr = Westf. Eisen- und Drahtwerke A.-G., Abt. Seil- und Kabelwerke Troitzsch, Berlin-Tempelhof.		Mittelwerte: für den Anfahrwiderstand kg	Mittelwerte: für den Bewegungswiderstand kg	Gesamtlast von 90 t: Anfahrwiderstand %	Gesamtlast von 90 t: Bewegungswiderstand %
				mm ∅				
I	R	K	F&G	52	130	115[22]	0,145	0,128
II	D	L	F&G	48	110	90	0,120	0,100
III	R	L	F&G	52	106	85	0,118	0,090
IV	D	L	Tr	48	106	91	0,118	0,100

zusammengestellt. Die höchsten Werte ergaben sich für Seil I (s. oben) mit 130 bezw. 115 kg, die niedrigsten Werte für Seil III mit 106 bezw. 85 kg, die aber nur unwesentlich von den Werten für Seil IV abweichen. Die Zahlen für die Bewegungswiderstände wurden jedesmal für die Seilgeschwindigkeiten 10, 12 und 15 cm/Sek. festgestellt, doch ergaben sich keine Unterschiede für die verschiedenen Geschwindigkeiten. Erwähnt sei, daß eine bei Seil I vorgenommene künstliche Beheizung der Tonnenrollenlagerkörper mit elektrischen Heizpatronen bis auf 40 ° C Lagerwärme ohne Einfluß auf die Widerstände blieb; auch bei den anderen Seilen wurden Einwirkungen durch Temperaturunterschiede nicht festgestellt.

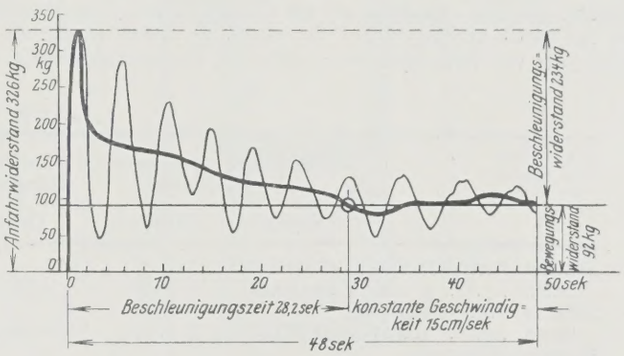


Abb. 42.

Die bisherigen Versuche zum Ermitteln der Anfahr- und Bewegungswiderstände mit elektrischem Antrieb und Torsionsdynamometer erlauben insofern noch keine endgültige Stellungnahme, wenigstens nicht für den Anfahrwiderstand, als die bisher gewonnenen Widerstandskurven störende Schwingungen gezeigt haben, die hauptsächlich auf den noch unvollkommenen elektrischen Antrieb der Versuchsanlage zurückzuführen sind. Im Beschleunigungsabschnitt des Diagramms, vom Anfahren bis zum Eintritt gleichbleibender Fahrgeschwindigkeit, ergaben sich Widerstände, die im Mittel etwa 150 % höher liegen als die mit dem Gewichtsverfahren gefundenen Anfahrwiderstände (Abb. 42). Während die Bewegungswiderstände (Seilsteifigkeit + Lagerreibung) sich durchaus in den Grenzen der mit Gewichtsverfahren ermittelten Bewegungswiderstände halten, also deren Richtigkeit bestätigen, zeigen die Widerstände, die beim Beschleu-

Tafel III. Widerstände mit Tonnenrollenlagern. Elektrischer Antrieb und Torsionsdynamometer.

Drehrichtung l = links, r = rechts	Anfahrwiderstand kg	Bewegungswiderstand kg	Beschleunigungswiderstand kg	Zeit der Beschleunigung Sek.	Gesamtfahrzeit Sek.
l	326	92	234	28,8	48
r	330	108	222	18	49,5
l	198	89	109	22,7	72,7
r	267	105	162	21,8	68,7
l	352	94	258	18	62,8
r	287	98	189	12,3	72,2
l	354	84	270	28,3	51
r	368	100	268	18,1	68,3
l	287	91	196	16,7	81,1
r	292	103	189	19,3	76,4
l	397	90	307	23	48
r	420	96	324	25	55

[22]) Gleichbleibend bei 10, 12, 15 cm/Sek. und bei 40 ° C künstlicher Lagerwärme.

nigen der Massen aus der Ruhe bis zur betriebsmäßigen Geschwindigkeit zu überwinden sind, zu hohe Werte. Beispiel: Für eine Gesamtfahrzeit von 48 Sek. ergibt sich nach etwa 28 Sek. Beschleunigungszeit ein Bewegungswiderstand von 92 kg, dagegen ein Anfahrwiderstand von 326 kg, so daß der Beschleunigungswiderstand allein 326 — 92 = 234 kg beträgt.

In Tafel III sind Auswertungsergebnisse einer Reihe von Diagrammen zusammengestellt. Sie zeigen, daß die Bewegungswiderstände bei den verschiedenen Versuchen jeweils in annähernd gleicher Größe auftreten, lassen aber auch die Höhe und die Schwankungen der Beschleunigungswiderstände und Beschleunigungszeiten erkennen. Die verhältnismäßig großen Anfahrwiderstände, die das empfindliche Torsionsdynamometer ohne Zweifel richtig aufzeichnet, sind die natürliche Folge des bestehenden elektrischen Antriebes, dessen mit zu hoher Drehzahl ruckartig anspringender Motor die großen Massen nicht so stetig zu beschleunigen vermag, daß die Diagrammspitzen und -schwingungen sich abflachen.[23])

Die Versuche haben ergeben, daß der Bewegungswiderstand einer in Tonnenrollenlagern laufenden Seilscheibe, die durch zwei an zwei Seilen aufgehängte Gewichtskörbe von je 45 t belastet wird, rd. **100 kg** beträgt. Nach Umstellen des elektrischen Antriebes auf Leonardsteuerung wird noch eine geeignete Anfahrweise zum Ermitteln des Anfahrwiderstandes auszuproben sein, die die großen Massen durch eine allmähliche, feinfühlige Geschwindigkeitssteigerung in Bewegung setzt, und die zeigen wird, ob für die Beschleunigungszeit dann 10, 20 oder mehr Sekunden erforderlich sind. Es darf erwartet werden, daß sich bei richtig eingeleitetem Anfahren niedrigere Widerstände ergeben. Schon jetzt steht aber fest, daß selbst ein Anfahrwiderstand von 326 kg, der 0,36 % der Belastung der Seilscheibe von 90 t entspricht, auf die Gesamtbelastung des Schiffshebewerks von 8400 t übertragen, nur 30 t ausmachen würde, so daß die Vorspannung der vier Federtöpfe von $4 \cdot 30 = 120$ t keinesfalls erreicht wird.

i) Reibung zwischen Seil und Seilscheibe. Für ein Rundlitzen-Kreuzschlag- und ein Dreikantlitzen-Längsschlagseil sind in Tafel V die Werte für μ aus drei Versuchen zusammengestellt, die aus der Beziehung $T = te^{\mu\alpha}$ durch Entlasten eines Gewichtskorbes ermittelt wurden (T = Korbgewicht in t, t = Gewicht des entlasteten Korbes in t). Naturgemäß mußten die Entlastungen bei jedem ersten Versuche etwas höhere sein und ein größeres μ ergeben als beim zweiten und dritten Versuch, da die Seilrillen sich durch den ersten Versuch geglättet hatten. Die Entlastungen verursachten ein außerordentlich langsames, dauerndes Gleiten, nämlich 300 mm Gleitweg in 1 bis 2 Stunden, so daß diese μ-Werte als Grenzwerte für die Reibung der Ruhe angesehen werden dürfen. Die kleinste gefundene Reibungsziffer ist $\mu = 0{,}0903$.

Das Teilmodell 1:5 (Abb. 40) stellt von dem Gerüst den auch die Sicherheitsvorkehrungen tragenden Mittelturm dar, der Trog ist jedoch beiderseits etwas länger dargestellt als das Gerüst, so daß an einer Seite die Dichtungsvorrichtung eingebaut und erprobt werden konnte. An der anderen Trogseite sind Klappen angebracht, die es gestatten, die den Trog füllende Wassermenge (rd. 13 t) innerhalb weniger Sekunden auslaufen zu lassen und in dieser Weise große Gleichgewichtstörungen zu schaffen, wie sie beim endgültigen Bauwerk durch zu große oder zu geringe Trogfüllung, durch Trogleerlauf oder Abreißen einer großen Anzahl von Gegengewichten eintreten könnten.

Schon der Zusammenbau des Modells gab Aufschluß über die für das spätere Bauwerk bei seinen ungewöhnlichen Abmessungen zu erwartenden Aufstellschwierigkeiten und zeigte, daß einer äußerst genauen und maßgerechten Ausführung der Einzelbauteile und sorgfältigem Zusammenbau die größte Aufmerksamkeit zu widmen ist, da sonst die im Verhältnis zu den gewaltigen Abmessungen des Bauwerks geringen Spielräume des Systems durch Wärmedehnungen, toten Gang usw. in ihrer Wirksamkeit wesentlich beeinträchtigt werden können.

Tafel IV. Seilreckung.

	Rundlitzen-Kreuzschlagseil 52 mm Durchm.		Dreikantlitzen-Längsschlagseil 48 mm Durchm.		Rundlitzen-Längsschlagseil 52 mm Durchm.		Dreikantlitzen-Längsschlagseil 48 mm Durchm.	
	Ostseil	Westseil	Ostseil	Westseil	Ostseil	Westseil	Ostseil	Westseil
Seillänge nach dem Entlasten . . . in mm	21 669,7	21 643,8	21 650,2	21 599,6	21 705,6	21 700,0	21 569,3	21 559,0
Seillänge vor dem Belasten . . . in mm	21 537,0	21 530,0	21 546,5	21 529,0	21 566,2	21 583,7	21 506,3	21 480,8
Bleibende Dehnung in mm	132,7	113,8	103,7	70,6	139,4	116,3	63,0	78,2
In % der Länge . . .	0,618	0,530	0,482	0,328	0,650	0,540	0,300	0,364

h) Seilreckmessungen. Regelmäßige Messungen der Seillängen — Seile unbelastet, Seile belastet, Seilzustand nach etwa 350 Dauerfahrten auf und nieder, Seile entlastet usw. — lieferten gemäß Tafel IV die Werte für bleibende Dehnung am Ende jedes Versuchsabschnittes. Die größte gemessene Dehnung betrug mithin 0,65 %, die kleinste 0,3 % der Seillänge, entsprechend einer Längung von 139,4 mm bezw. 63 mm, bei einer ursprünglichen Länge des unbelasteten Seils, gemessen von Oberkante bis Oberkante Seiltopf, von 21 566 mm bezw. 21 506 mm. Werden rd. 0,5 % bleibende Dehnung gerechnet, so entspricht dies — bei einer Seillänge von etwa 56 m am Schiffshebewerk — einer Längung von 280 mm. In das Hebewerk dürfen daher nur vorgereckte Seile eingebaut werden, eine entsprechende Vorrichtung soll am Bauwerk gleich angebracht werden.

Tafel V. Reibung zwischen Seil und Seilscheibe.

Gewichtskorb	Rundlitzen-Kreuzschlagseil 52 mm Durchm.		Dreikantlitzen-Längsschlagseil 48 mm Durchm.	
	μ	Entlastung t	μ	Entlastung t
Nordkorb entlastet	0,119	14,6	0,117	14,6
	0,105	13,1	0,106	13,2
	0,108	13,4	0,093	12,6
Südkorb entlastet	0,113	14,0	0,140	16,6
	0,103	12,9	0,0903	11,84
	0,103	12,9	0,0903	11,84

Weiterhin erwies sich der zwischen Drehriegel und Mutterbackengewinde im Modell ursprünglich vorgesehene Spielraum als zu gering, so daß sich der Drehriegel anfangs bereits ohne Gleichgewichtstörung infolge des im Getriebe vorhandenen toten Ganges an die Mutterbacken anlegte. Der Spielraum mußte daher vergrößert werden.

So traten beim Regelbetrieb des Modells nach vollendetem Zusammenbau zwischen den die Drehriegel stützenden, in die Mutterbackensäulen hineinragenden Eckstücken des Troges und dem Führungsgerüst Klemmungen ein, die erkennen ließen, daß die hier erforderlichen Spielräume reichlich zu bemessen sind.

Auch zeigte sich, daß der Trog an den Drahtseilen frei in dem Führungsgerüst hängen muß, damit seine Führungsrollen zwanglos ohne Druck auf den Schienen des Führungsgerüstes laufen, da diese sonst aufgewalzt, die Befestigungen abgeschert und die Führungsrollen gestaucht werden. Zwecks leichterer Zugänglichkeit und Nachstellbarkeit und einfacheren Zusammenbaues der Mutterbackensäulen wurde für das spätere Bauwerk in Aussicht genommen, diese aus dem eigentlichen Gerüstbau herauszunehmen und als Bauteil für sich auszubilden.

Im Verlaufe der Versuchsfahrten stellte sich ferner heraus, daß die Antriebsritzel während der Trogbewegung ständig federnd ausschlugen. Dies wurde darauf zurückgeführt, daß die Federvorspannung sehr klein ist im Verhältnis zu der riesigen trägen Trogmasse, die an elastischen Drahtseilen aufgehängt ist und auf jede äußere Krafteinwirkung zufolge von Unebenheiten in der Führung, von ungleichmäßigem Zahneingriff der Antriebsritzel, von ungenauer Teilung in der Triebstockleiter usw. schwankend und schaukelnd reagiert. Durch Erhöhen der Federvorspannung konnte dieser Übelstand zwar vermindert, aber nicht völlig beseitigt werden.[24])

[23]) Der eingebaute Motor ist im Verhältnis zur wirklichen Ausführung zu groß und zudem den Betriebsvorgängen nicht genügend angepaßt. Er sucht — unbekümmert um die zu bewegende Last und deren große Masse — gleichbleibende Umdrehungszahl zu halten. Durch die elastische Ankupplung an das Triebwerk wird dadurch ein Wechselspiel zwischen beschleunigenden und verzögernden Kräften, zwischen Motor und Last, hervorgerufen, das zu Schwingungen führt, die das Bild über das Kräftespiel beim Anfahren trüben. Nach Einbau einer Leonardschaltung, wie eine solche auch für die wirkliche Ausführung in Aussicht genommen ist, werden voraussichtlich günstigere Ergebnisse zu erzielen sein.

[24]) Die Federausschläge am Modell sind im Vergleich zur wirklichen Ausführung verhältnismäßig zu groß, weil

1. der Antriebsmotor und demzufolge auch seine Drehmomente und Stoßwirkungen verhältnismäßig zu groß sind,
2. die Zahnstockleiter recht wenig genau gearbeitet ist, so daß

Weiter konnten die ständigen Betriebsausschläge durch Über- und Unterlast im Troge verringert werden. Das verbleibende geringe Federn der Ritzel erwies sich für den Betrieb im allgemeinen als belanglos.

Das erwähnte leichte Schwanken und Schaukeln des Troges während der Fahrt spricht dafür, am endgültigen Bauwerk zur sicheren Führung des Troges in der Querrichtung sowohl an dessen Ober- wie Untergurt Führungsrollen anzubringen.

Vor allem aber gab das Modell über die Wirkungsweise der federnden Ritzel in Verbindung mit den Drehriegeln und die dadurch zu erzielende Sicherung im Fall des Trogleerlaufs Aufschluß:

Wird der Trog in der Ruhelage entleert, so geben die Ritzel nach Überschreiten der Federvorspannung nach, die Drehriegel kommen selbsttätig zum Anliegen und übertragen das Übergewicht der Gegengewichte auf das Führungsgerüst.

Wird bei Abwärtsfahrt das Wasser entleert, so steigt entsprechend dem wachsenden Übergewicht die Stromaufnahme der Motoren, bis der Überstromauslöser diese abschaltet, der Trog zur Ruhe kommt und in gleicher Weise wie vor die Überlast durch die Drehriegel an das Gerüst abgibt.

Wird dagegen bei Aufwärtsfahrt der Trog entleert, so wirkt das wachsende Übergewicht in Sinne der Antriebsmaschinen, beschleunigt also die Bewegung, entlastet aber zugleich die Motoren, die Stromaufnahme sinkt und läßt den Minimalschalter herausfallen, so daß der Trog auch in diesem Fall nach Einfallen der Bremsen, durch die Federtöpfe abgefedert, sanft zum Stehen kommt.

Dabei wurde ein möglichst zeitiges Stillsetzen der Antriebsmaschinen, insbesondere für die Auffahrt des Troges, als ratsam erkannt, damit ein Anlegen des angetriebenen Drehriegels an das Muttergewinde vermieden wird; andernfalls fand bei Aufwärtsfahrt unter dem Drucke der Überlast bis zum Abschalten ein ruckweises Weiterbewegen des Drehriegels und des Troges statt. Durch leichtes Einfetten der Gewindegänge des Drehriegels und der Mutterbacken konnten die Stöße stark gemildert werden, so daß auch in diesem Falle ein allmähliches, ruhiges Aufsetzen eintrat. Im übrigen spricht diese Erscheinung für eine glatte Bearbeitung der Mutterbacken und einen möglichst großen Spielraum für den Drehriegel, damit bis zu dessem Anlegen Zeit zum Stillsetzen des Getriebes gewonnen wird.

Ein Versuch, die Antriebsmaschinen auf mechanischem Wege unter Benutzung der Zusammendrückung des Federtopfes durch einen Ausschalter stillzulegen, führte am Modell zu keinem befriedigenden Ergebnis, weil die Ausschläge bei Trogleerlauf infolge toten Ganges im Getriebe und wegen der Konstruktionsungenauigkeiten in den Zahnstockleitern in stets wechselnder Größe auftraten, so daß sie nicht mit Sicherheit zum Abschalten ausreichten. (Eine derartige Ausschaltung ist indes für die wirkliche Ausführung in Aussicht genommen und verspricht dort Erfolg.)

Die zum Ausgleich der Drahtseilübergewichte vorgesehenen Ketten, die an Stelle der ursprünglich beabsichtigten Spiraltrommeln ausgeführt wurden, haben sich beim Modell als einfach in der Herstellung und im Einbau erwiesen und im Betriebe bisher zu keinerlei Unzuträglichkeiten Anlaß gegeben. Der Gewichtsausgleich ist vollkommen.

Durch den Einbau der Trogandichtungsvorrichtung war es möglich, diese neuartige Anlage praktisch zu erproben. Sie erwies sich als zweckentsprechend und genügt den zu stellenden Forderungen.

Zusammenfassend darf festgestellt werden, daß die aus der Herstellung des Modells und den anschließenden Versuchen für die spätere Ausführung des Hebewerkes erhofften Vorteile erreicht sind und daß insbesondere am Modell keine Beobachtungen gemacht wurden, die gegen einen Antrieb des Hebewerkes nach Reichspatent 380 377 sprechen.

F. Andere neue Entwürfe.

Zum Schluß habe ich noch zwei neuere Vorschläge anzuführen, die uns erst bekanntgeworden sind, als der soeben behandelte Entwurf bereits bearbeitet wurde. Das Krupp-Gruson-Werk, das sich früher schon mit der Tauchbootschleuse nach Bauart Burkhardt befaßt hatte, reichte 1924 den in den Abb. 43 u. 44 dargestellten Vorschlag ein, den das Werk zusammen mit Harkort und Wayss & Freytag bearbeitet hatte.[25]) Zum Gewichtsausgleich dienen vier Gegengewichte, als Zugmittel zwischen Trog und Gegengewicht Gelenkketten besonderer Anordnung mit großen Gliedlängen, die über acht Kettenscheiben von 19,9 m Durchm. laufen. Diese Kettenscheiben sind so bemessen, daß $^7/_{12}$ ihres Umfanges gleich dem kleinsten Hub des Hebewerkes ist, wodurch erreicht werden soll, daß die Ketten am Scheibenumfang befestigt und so als Antriebsorgane benutzt werden können, ohne daß es einer Verzahnung zwischen Scheibe und Kette bedarf. Zum näherungsweisen Ausgleich des Gewichtes der ablaufenden Ketten sind den Befestigungsstellen der Ketten gegenüber an den Kettenscheiben besondere Gegengewichte angebracht. Die Scheiben erhalten Triebstockverzahnung, die mittels entsprechender Stirnradübersetzungen und Verbindungswellen durch zwei Motoren gleichmäßig angetrieben werden. Zur Sperrung bei Gleichgewichtstörungen dienen vier lange Schraubenspindeln, deren Muttern im Regelbetriebe ohne Berührung leer mitlaufen. Bei erheblichen, zu einer Beschleunigung führenden Gleichgewichtstörungen werden die Spindeln durch die Wirkung

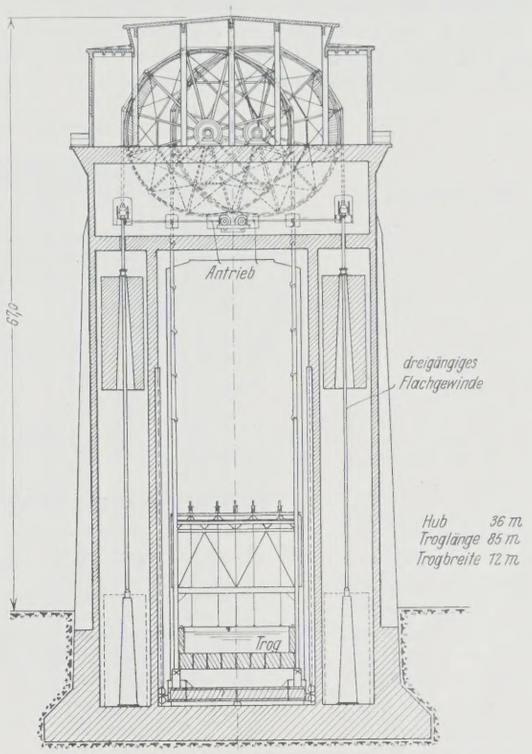


Abb. 43. Querschnitt. Gewichtsausgleich an Gelenkketten, Bauart Krupp-Grusonwerk. 1923.

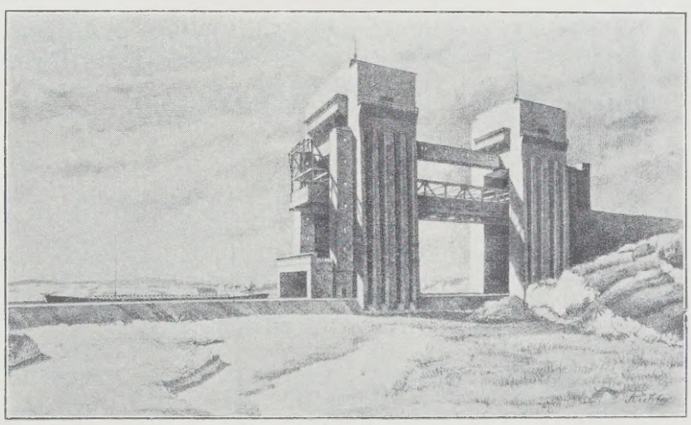


Abb. 44.

eines Fliehkraftreglers stillgesetzt und setzen sich auf. Die Sperrvorrichtung ist nur für Gleichgewichtstörungen nach einer Richtung, entsprechend dem Trogleerlauf, vorgesehen, dementsprechend ist auch der Stoß der Spindel für Torsionskräfte nur nach einer Richtung wirksam angeordnet. Die vorhin erörterte Programmforderung wird also nicht voll erfüllt. Nach unserer Auffassung ist eine Anwendung von Drahtseilen der Anwendung von Ketten unbedingt vorzuziehen. Die große Zahl der überaus stark belasteten, dem Verschleiß ausgesetzten und schwer zu schmierenden Kettenbolzen gibt zu Bedenken Anlaß. Durch das unstetige Abrollen der langen Kettenglieder entstehen unvermeidlich Schwingungen, die wegen der hohen Lasten auch nicht unbedenklich erscheinen. Weiterhin bedingt die starke Konzentrierung der Gewichte eine sehr starke Belastung der Kettenscheibenlager, deren nur 16 angeordnet sind gegenüber 256 bei unserem Entwurf. Die Lager entsprechen hinsichtlich ihrer Be-

dauernd unbeabsichtigte Zahndruckausgleichkräfte von einem Ritzel zum anderen geleitet werden,

3. die beabsichtigten Spielräume zwischen Drehriegeln und Mutterbacken und die unbeabsichtigten Spielräume in Lagern, Gelenken, Zahntrieben usw. sich in dem Modell zueinander nicht in dasselbe Verhältnis setzen lassen wie bei der Ausführung im großen.

[25]) D. R. P. 370 208.

lastung ungefähr den Lagern bei den Wagebalken-Hebewerken, sie sollten als Gleitlager mit Preßschmierung arbeiten.

Wie Abb. 44 zeigt, befinden sich die Maschinenteile in turmartigen Bauten, sind also gegen Witterungseinflüsse geschützt. Die Ausführung des Gerüstes in Eisenbeton führt in Verbindung mit der Konzentrierung der Gegengewichte zu einer wuchtigen, befriedigenden äußeren Erscheinung.

Abb. 45 zeigt die Darstellung einer Studie von Prof. Dr. Krell betreffend Seilaufzug für ein Hebewerk, die in den letzten Jahrgängen dieser Zeitschrift bereits ausführlich veröffentlicht worden ist.[26]) Unsere Stellungnahme zu dem bemerkenswerten Vorschlage geht schon aus den vorstehenden Darlegungen hervor, in denen ausgeführt ist, daß es zweckmäßig erscheint, den Drahtseilen nur die eine Funktion der Verbindung zwischen Trog und Gegengewichten zu übertragen und dabei im Gegensatz zu dem Krellschen Entwurf vom Schlupf und von der Reckung der Seile möglichst unabhängig zu bleiben. Ob vielleicht eine elektrische Verbindung zwischen den Antriebsmotoren an Stelle der mechanischen Kupplung in Betracht käme, mag noch näherer Untersuchungen wert sein.

Die Frage der Trockenförderung von Schiffen ist Gegenstand eines besonderen Wettbewerbes der Schlichting-Stiftung, dessen Ergebnis demnächst bekanntgegeben wird; ein näheres Eingehen darauf wäre daher hier untunlich. Ich bemerke dazu nur kurz: Selbst der eifrige Förderer dieser Idee, Dr. Teubert, äußerte sich gelegentlich dahin, daß Trockenförderung für hölzerne Finowkähne nicht geeignet sei. Nun sind die Fahrzeuge auf dem Hohenzollernkanal etwa zur Hälfte hölzerne Finowkähne, und es wäre durchaus unwirtschaftlich, ein kostspieliges Hebewerk zu errichten, das auch mäßigen Verkehr nicht allein zu bewältigen vermag, sondern dazu neben sich einer teuer zu betreibenden Schleusenanlage bedarf, und das nur der Hälfte der Schiffe den Vorteil schnellerer Abfertigung bietet. Gerade die Forderung, die Schleusentreppe zur Beseitigung ihrer Bauschäden außer Betrieb zu setzen, ist einer der wichtigsten Gründe für den baldigen Bau des Schiffshebewerkes. Dieser Hauptzweck würde also nicht erreicht (es sei denn, daß man die hölzernen Finowkähne wieder auf den Finowkanal verweisen wollte). Trockenförderung kommt demnach für Niederfinow nicht in Betracht.

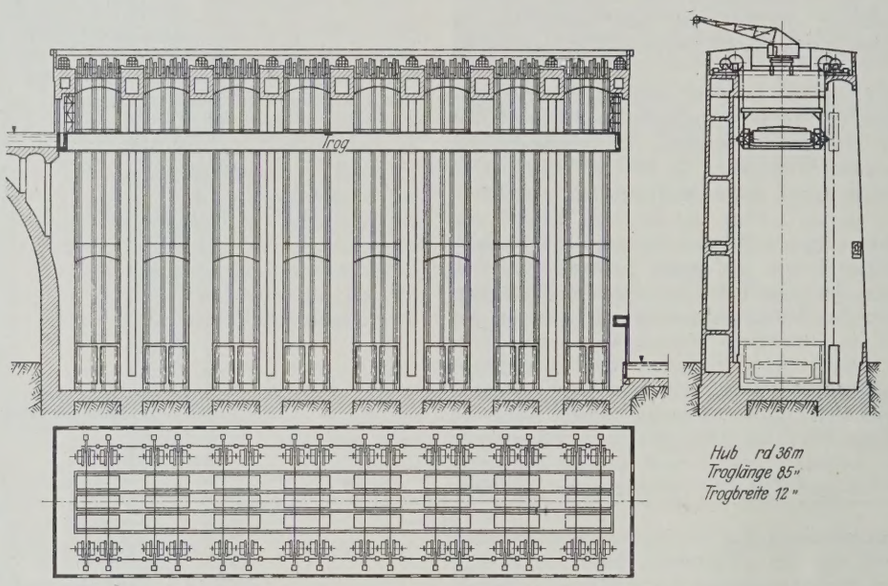


Abb. 45. Schiffshebewerk mit Seilaufzug nach Prof. Dr.-Ing. O. Krell. 1925.

Über einen hierhergehörigen Entwurf der Firma August Klönne — Bauart Klönne-Rheinmetall — finden sich in den Jahrgängen 1923/24, S. 201 u. 422 und 1926, S. 530 der Zeitschrift „Schiffbau“ nähere Angaben. Unsere Stellungnahme zu den technischen Einrichtungen dieses Entwurfes geht schon aus den bisherigen Darlegungen hervor, sowohl hinsichtlich der Verwendungsart der Drahtseile, als auch hinsichtlich der Forderung vollständigen Gewichtsausgleiches, die ja von einem derartigen Hebewerk auch nicht annähernd erfüllt wird.

[26]) „Die Bautechnik“ 1925, S. 492; 1926, S. 245 u. 296.

Abb. 1. Floridsdorfer Brücke. — Gesamtansicht.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Floridsdorfer Brücke über die Donau in Wien.

Von Ing. **Ant. Hafner,** Ministerialrat im Bundesministerium für Handel und Verkehr, Wien.

Den Verkehr über die Donau in Wien vermitteln fünf Brücken (Abb. 2). Die erste, dritte und fünfte (rechts unten, auf dem Bild nicht mehr sichtbar) sind Eisenbahn-, die zweite und vierte Straßenbrücken. Sie wurden alle anläßlich der großen Regulierungsarbeiten an der Donau bei Wien, in den Jahren 1869 bis 1876 erbaut. Der Verkehr über die beiden Straßenbrücken, über die schon zur Wende des Jahrhunderts Straßenbahnen geführt wurden, stieg seit der im Jahre 1905 stattgefundenen Vereinigung der äußeren Bezirke zu der Großgemeinde Wien sehr rasch an. Insbesondere war dies nach dem neuen XXI. Bezirk — Floridsdorf — der Fall, der sich in kurzer Zeit zu einem mächtigen Industriegebiet entwickelte. Die Folge davon war, daß der Verkehr über die Kaiser-Franz-Josef-(jetzt Floridsdorfer)Brücke (in Abb. 2 die zweite Brücke von oben) sehr bald einen derartigen Umfang annahm, daß ihm diese nicht mehr genügte. Bei einer Fahrbahnbreite der Strombrücke (die Flutbrücken und die Kaibrücken waren etwas breiter) von 6,2 m, zwei Gehwegen zu je 2 m Nutzbreite und einem zulässigen Höchstgewicht der darüber verkehrenden Lastwagen von je 6000 kg erwies sich diese nicht nur als zu schmal, sondern sehr bald auch als zu schwach.

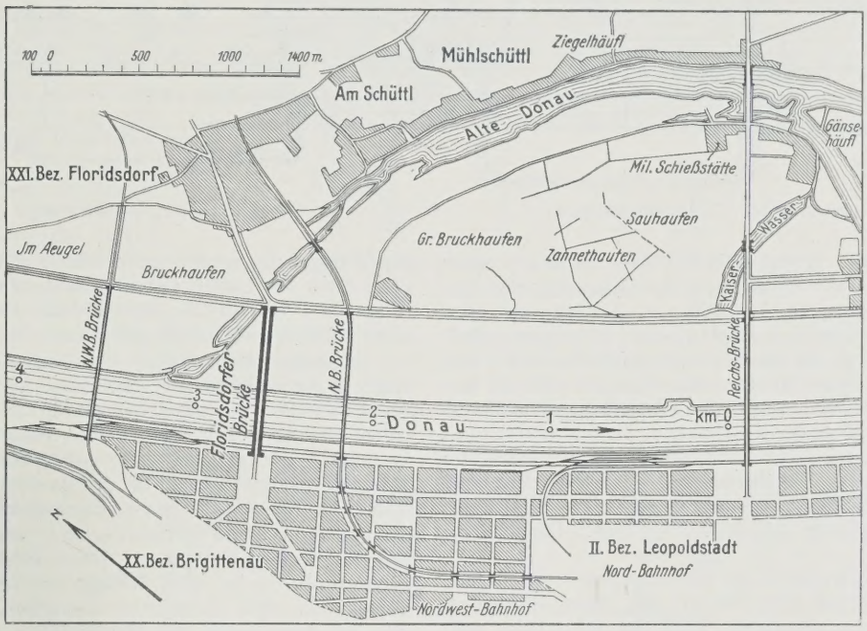


Abb. 2. Lageplan.

Die Brücke gliederte sich (Abb. 3) in eine Flutbrücke mit zwölf Öffnungen zu $35{,}1 + 10 \times 35{,}5 + 36$ m und eine Strombrücke mit vier Öffnungen zu 83,8 m Entfernung der Pfeilermitten. Daran schloß sich eine Kaibrücke mit zehn Durchfahrten von $5{,}5 + 8 \times 9{,}5 + 4{,}1$ m Stützweite, die mehrere Vollbahngleise sowie die Vorkaistraße zu übersetzen hatte, und eine 142 m lange Auffahrtrampe mit drei Durchfahrten zu 5,1 m Lichtweite.

Die Tragwerke aller drei Brücken waren aus Schweißeisen. Die Fahrbahnoberkante der Strom- und Kaibrücke war wagerecht, die Flutbrücke besaß ein Gefälle von 4,9 ‰, die stadtseitige Rampe ein solches von 26,5 ‰. Die Unterkante der Strombrückentragwerke lag mit Rücksicht auf die Schiffahrt 9,9 m über dem örtlichen NW.

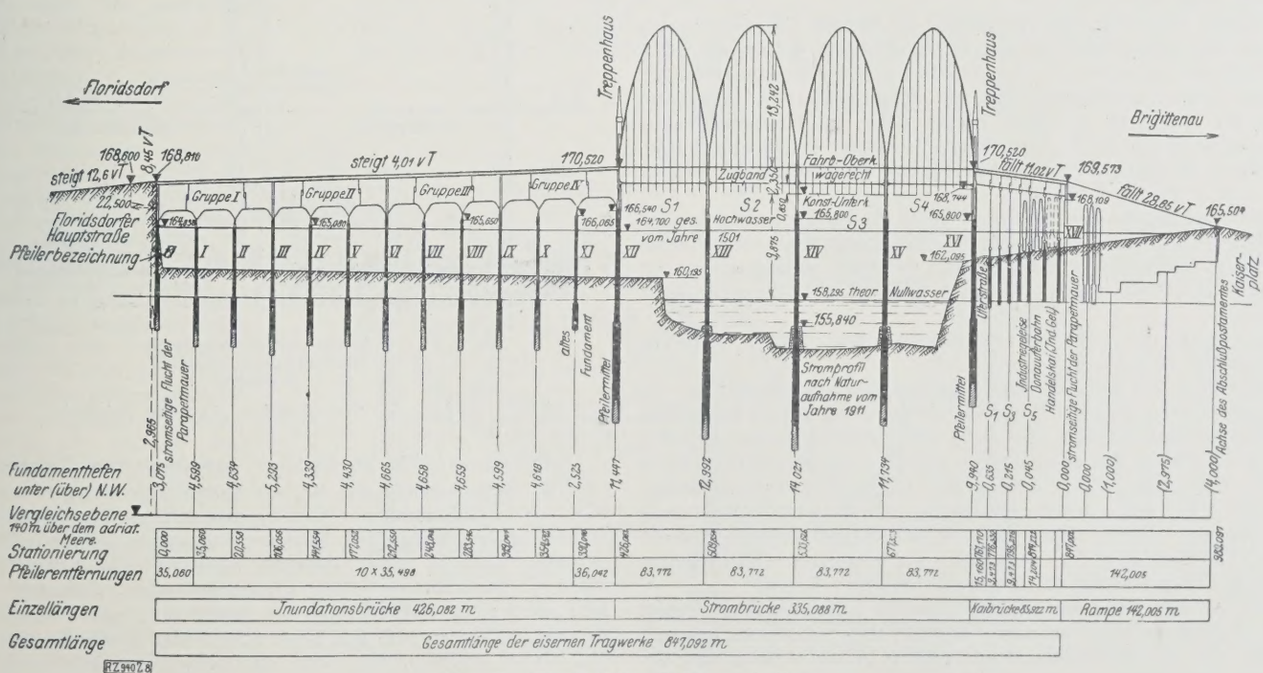


Abb. 3. Floridsdorfer Brücke. Aufbau.

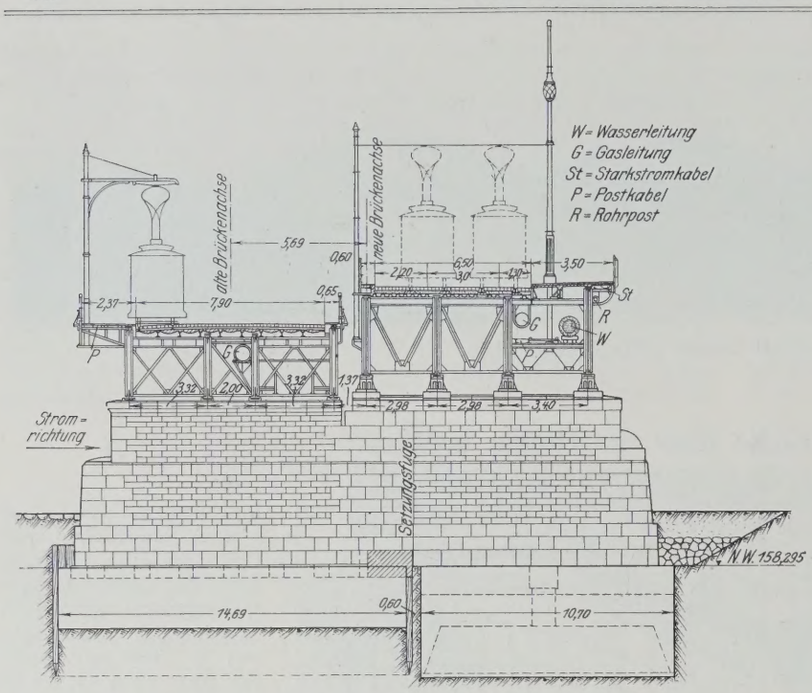


Abb. 4. Flutbrücke. 1. Arbeitsperiode.

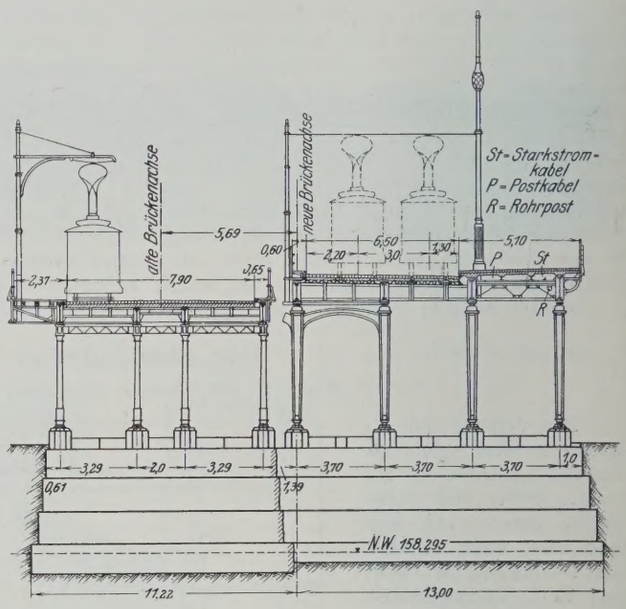


Abb. 5. Kaibrücke. 1. Arbeitsperiode.

Die Brücke wurde in den Jahren 1872 bis 1874 als Ersatz einer stromabwärts gelegenen hölzernen Brücke von der Donau-Regulierungs-Kommission erbaut. Die Lieferung der Tragwerke im Gesamtgewicht von 3983,8 t war der Firma Joh. C. Harkort auf Harkorten übertragen. Maßgebend für ihre Ausführung war ein auf Grund eines Wettbewerbes vom damaligen Oberinspektor der österr. Nordwestbahn Karl Hornbostl verfaßter Sonderentwurf. Von diesem rühmte die Überprüfungskommission „die einfache und klare Ausbildung der Konstruktion, die nur aus wenigen leicht zu beschaffenden Eisensorten sich zusammensetzt und ohne besondere Schwierigkeiten auszuführen ist. Die Brücke zeige ein volles Ebenmaß und nicht unschöne Formen". Tatsächlich war diese Brücke hinsichtlich ihrer architektonischen Durchbildung seinerzeit die schönste Donaubrücke in Wien.

Die Donau-Regulierungs-Kommission, die die vorgenannten Übelstände der Brücke sehr bald erkannte und eifrig bestrebt war, ihnen abzuhelfen, fand, daß eine klaglose Lösung der Brückenfrage nur durch einen vollständigen Umbau erzielt werden kann. Sie kam hierzu durch folgende Erwägungen: Eine Verstärkung der alten Tragwerke genügt nicht den Verkehrsanforderungen, da eine wesentliche Erhöhung ihrer Tragfähigkeit dadurch nicht erreicht werden kann. Diese erscheint bei dem minderwertigen Eisen, den unsicheren Spannungsverteilungen in den verstärkten Gliedern eher bedenklich und beseitigt keinesfalls die ungenügenden Breitenverhältnisse der Brücke.

Ein zweiter Vorschlag, die alte Brücke für leichtes Fuhrwerk zu belassen, für das Schwerfuhrwerk und die Straßenbahn in nächster Nähe der alten eine neue zu erbauen, erschien mit Rücksicht auf die anschließenden Straßenzüge nicht befriedigend und die Möglichkeit einer Überbeanspruchung der Tragwerke der alten Brücke dabei nicht ausgeschlossen.

So blieb denn als dritte Lösung ein vollständiger Neubau der Brücke.

Bei einem Neubau waren zunächst folgende Forderungen zu berücksichtigen:

1. Die Tragfähigkeit und Breite der neuen Brücke muß so bemessen werden, daß neben zwei regelspurigen Straßenbahngleisen noch Raum für drei Reihen schwerster Straßenfuhrwerke verbleibt; außerdem sind auf ihr Wasser-, Gas-, Starkstrom-, Postkabel- und Rohrpostleitungen unterzubringen.

2. Die Brücke ist mehr oder weniger an der gleichen Stelle zu errichten wie die bestehende.

3. Der Umbau ist tunlichst ohne Verkehrsstörungen auszuführen.

Nun war zu entscheiden, ob die Pfeiler der alten Brücke beim Neubau mitbenutzt werden sollen oder nicht. Ihre Nichtbenutzung hätte den Vorteil eines Aufbaues der neuen Brücke gehabt, ohne an der alten etwas zu rühren. Diese hätte während der ganzen Bauzeit dem Verkehr dienen können und wäre nach dessen Überleitung auf die neue Brücke abzubrechen gewesen. Weiter hätte sich bei der dadurch möglichen freien Wahl der Pfeilerentfernungen eine allen Anforderungen entsprechende Lösung in der Ausgestaltung der Tragwerke erreichen lassen.

Diesen Vorteilen stand der Nachteil gegenüber, daß die neuen Pfeiler nur in einem gewissen Mindestabstande von den alten aufzuführen gewesen wären und daß die hierdurch bedingte größere Achsenverschiebung der Brücke das Gesamtbild der Anlage in bezug auf die anschließenden Straßenzüge nur ungünstig beeinflußt hätte. Ferner hätten sich dadurch die Kosten des Unterbaues wesentlich erhöht, und es hätte der bis zum Stromgrund durchzuführende Abbruch der alten Pfeiler ebenfalls einen nicht unbedeutenden Aufwand verursacht.

Demnach entschloß sich die Donau-Regulierungs-Kommission, beim Neubau die alten Pfeiler mitzubenutzen und den Querschnitt der neuen Brücke auf den der alten übergreifen zu lassen. Dadurch war das Einhalten der oben erwähnten beiden Forderungen ohne weiteres möglich. Die dritte Forderung, den Neubau ohne wesentliche Verkehrsstörungen herzustellen, war zunächst nur bei den Rampenanlagen sowie bei der Flut- und Kaibrücke ohne Schwierigkeiten durchführbar. Da zufolge genügender Höhe die Tragwerke dieser in mehrere unter der Fahrbahn liegende Hauptträger aufgelöst werden konnten, so war es möglich, die neue Brücke in halber Breite (Abb. 4 u. 5), ohne Störung des Verkehrs, neben der bestehenden auszuführen, dem Verkehr zu übergeben, die alte Brücke abzubrechen und an deren Stelle die andere Hälfte der neuen anzubauen. Bei der Strombrücke war dieser Vorgang nicht so leicht durchführbar, da hier infolge der für die große Stützweite zur Verfügung stehenden zu geringen Bauhöhe die Hauptträger über der Fahrbahn angeordnet werden mußten.

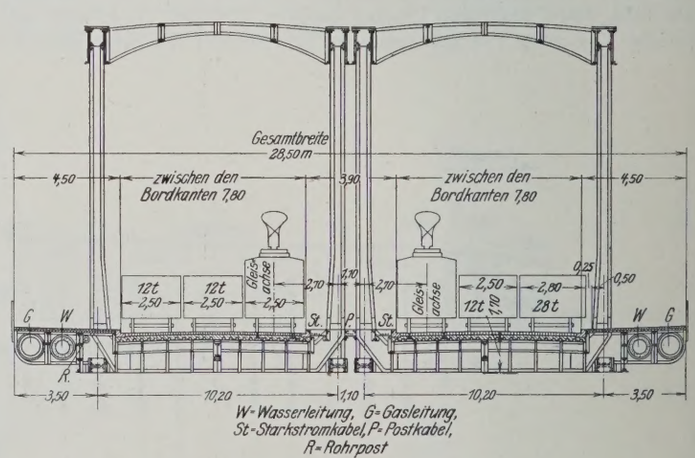


Abb. 6. Strombrücke. Geteilte Fahrbahn.

Um dies auch hier zu erreichen, gab es mehrere Lösungen:

Die nächstliegende war die, die Strombrücke mit geteilter Fahrbahn, d. h. mit vier Hauptträgern (Abb. 6) auszubilden. Die Anordnung zweier unmittelbar nebeneinander liegenden Tragwände konnte jedoch für ein derartiges Bauwerk einer Großstadt nicht befriedigen; außerdem wären dabei die Baukosten erheblich größer geworden. Dies auch deswegen, weil nebst einer Verbreiterung der Strombrücke auch eine Verbreiterung der anschließenden Kai- und Flutbrückenfelder notwendig gewesen wäre, und weiter dadurch, weil jede der beiden Strombrückenhälften außer einem Straßenbahngleis doch zwei Reihen Fuhrwerke hätte aufnehmen,

beide zusammen somit vier Reihen Fuhrwerken hätten Platz bieten müssen, wogegen bei „ungeteilter Fahrbahn“ (Abb. 7 u. 10) mit bloß drei Reihen das Auslangen gefunden werden sollte.

Eine andere Möglichkeit war die, die neue Brücke neben der bestehenden auszuführen, hernach die alte aus- und an deren Stelle die neue einzuschieben. Sollte die Unterbrechung des Verkehrs dabei den Zeitraum von einigen Tagen nicht überschreiten, so müßte die Verschiebung der neuen Tragwerke im betriebsfertigen Zustande stattfinden. Die Wahl dieses Vorganges scheiterte an den bedeutenden Kosten, die sowohl für die zeitweisen Unterstützungen der Tragwerke wie für die den großen Lasten entsprechend einzurichtenden Verschubvorrichtungen aufgelaufen wären. Eine weitere Erwägung, die bestehende Brücke vor Beginn des Baues auszuschieben, hätte wohl den Vorteil der Errichtung der neuen Tragwerke in ihrer endgültigen Lage gehabt, es erschien jedoch bedenklich, die aus minderwertigem Eisen bestehende alte Brücke den unbekannten Folgen einer Verschiebung auszusetzen und während der ganzen Bauzeit dem Verkehr zu überlassen.

Erst durch den gewählten und, soweit bekannt, hier zum erstenmal angewendeten Montierungsvorgang der Strombrücke wurde es möglich, den Neubau nicht nur unter Einhaltung der vorerwähnten Bedingungen herzustellen, sondern auch die unzweifelhaft besser entsprechende Lösung mit „ungeteilter Fahrbahn“ durchzuführen.

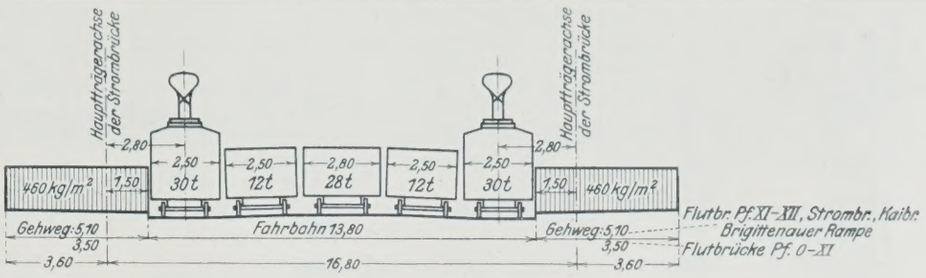


Abb. 7. Belastungen.

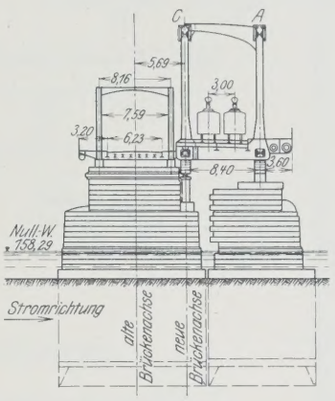


Abb. 8. 1. Arbeitsperiode.

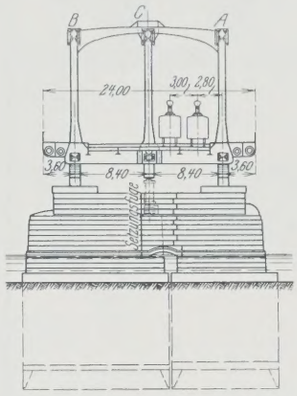


Abb. 9. 1. bis 2. Arbeitsperiode. Strombrücke. Querschnitt.

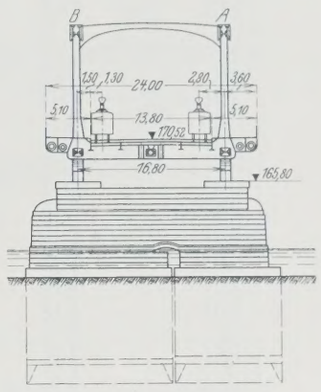


Abb. 10. 2. Arbeitsperiode.

Bei der Flut- (Abb. 4) und Kaibrücke (Abb. 5) waren demnach von den sieben Hauptträgern in der ersten Bauperiode vier aufzustellen, die Fahrbahn aufzubringen und durch ein einstweiliges Geländer abzuschließen. In der zweiten Bauperiode waren nach Abbruch der alten Brücke die restlichen drei Trägerstränge mit der Fahrbahn herzustellen und die Brücke dem Verkehr zu übergeben. Das gleiche gilt für die beiderseitigen Auffahrtrampen (Abb. 3), die nur zu verbreitern und teilweise zu erhöhen waren.

In den vier Strombrückenöffnungen, deren Tragwerke im fertigen Zustande aus je zwei Hauptträgern A und B bestehen, stellte sich der Montagevorgang wie folgt dar: In der ersten Bauperiode (Abb. 8) ist außer den endgültig aufzustellenden Hauptträgern A je ein in der künftigen Brückenachse liegender Hilfsträger C einzuschalten und nach Einbau der Fahrbahn auf den so gebildeten Brückenteil der Verkehr überzuleiten. In der zweiten Bauperiode ist nach Abtrag der bestehenden Brücke zunächst in einer Öffnung ein endgültiger stromaufwärtiger Hauptträger B als dritter Träger (Abb. 9) aufzustellen und der übrige Teil der Fahrbahn einzubauen. Nach Zusammenschluß der Querträger und der oberen Querverbände mit dem in Verkehr stehenden stromabwärtigen Brückenteil ist der Hilfsträger C abzubrechen (Abb. 10) und in der nächsten Öffnung als endgültiger Träger B zu errichten. In gleicher Art ist sodann der Träger C der zweiten Öffnung als Hauptträger B in die dritte, jener der dritten in die vierte überzusetzen, während der Hilfsträger C der vierten Öffnung zum Schluß übrigbleibt (Abbild. 11). Somit sind nur drei Hilfsträger C sowie die endgültigen Träger auszubilden, während der vierte, nicht mehr zu verwendende, bloß für die in der ersten Bauperiode auftretenden geringeren Belastungen zu berechnen ist. Die Zugbänder der vier Hilfsträger, die nicht umgesetzt werden, sondern im endgültigen Zustande in der Brückenachse verbleiben und

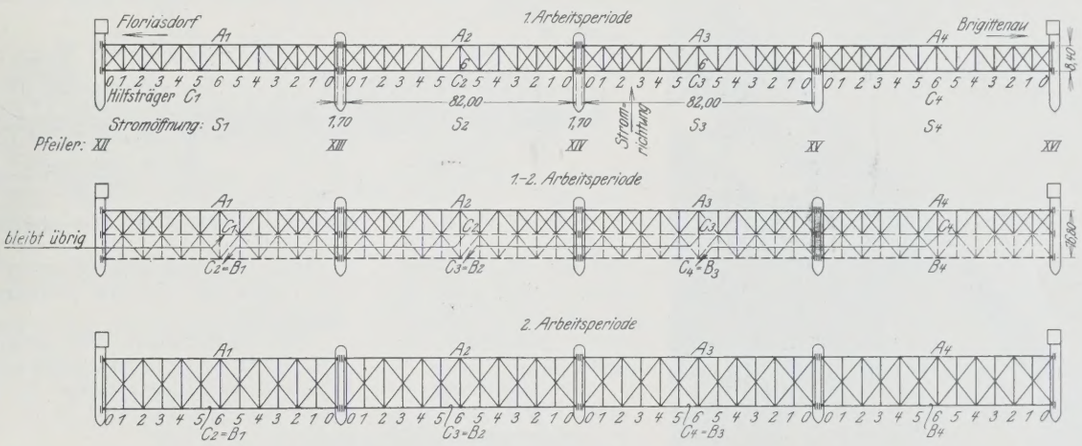


Abb. 11. Strombrücke. Austeilung der Hauptträger.

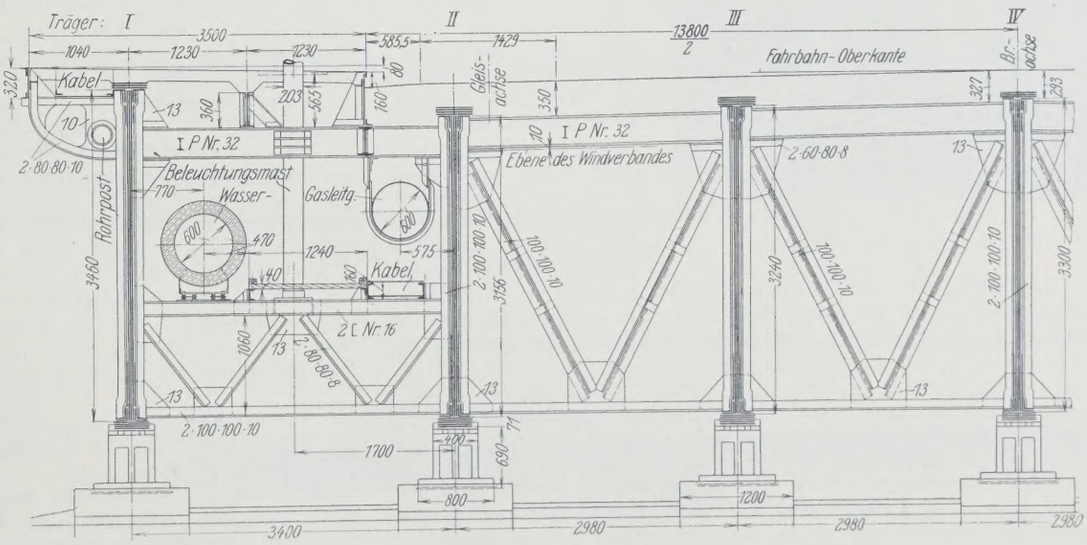


Abb. 12. Flutbrücke. Querschnitt über den Pfeilern.

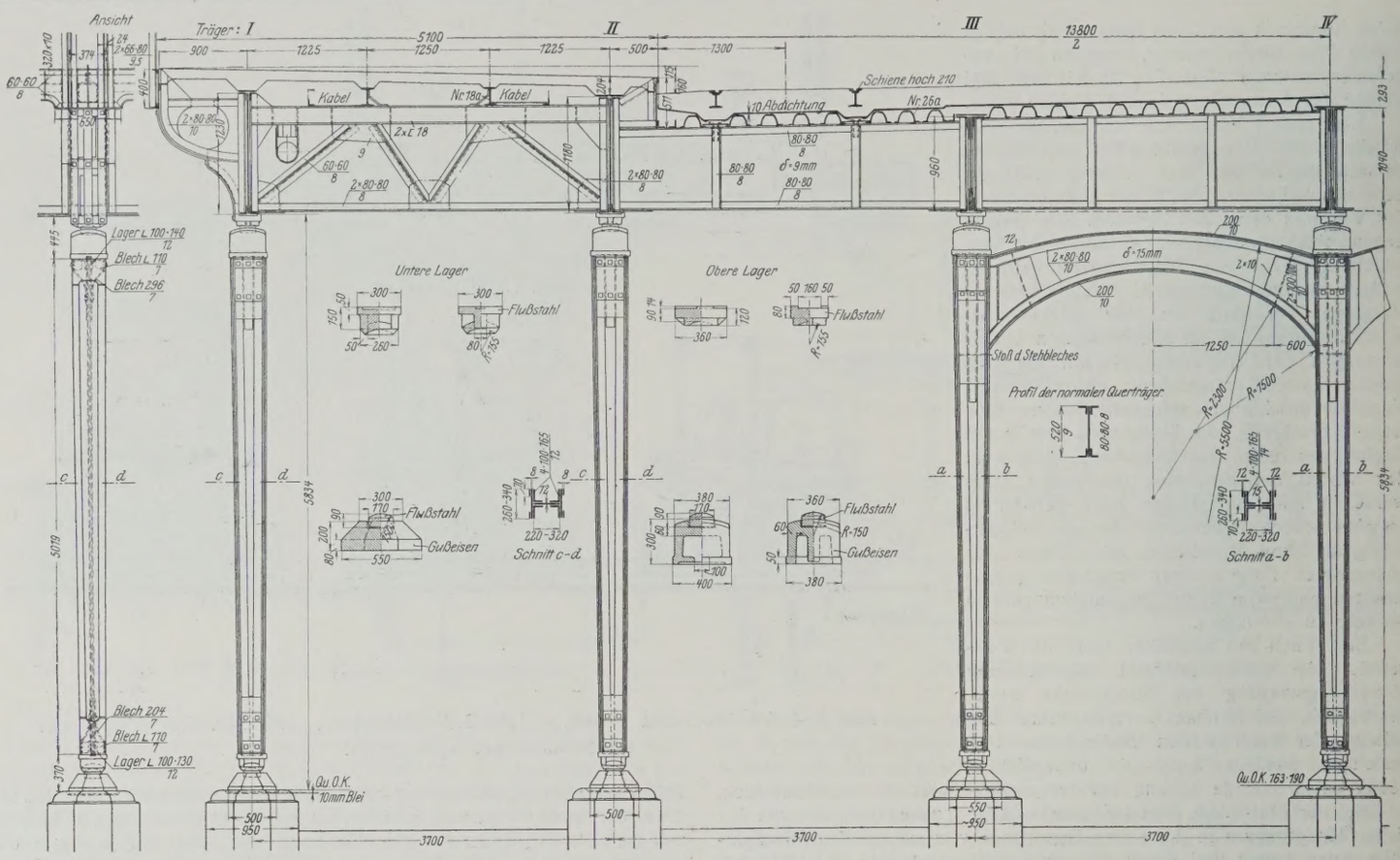


Abb. 13. Kaibrücke. Querschnitt über dem Ständer S_1.

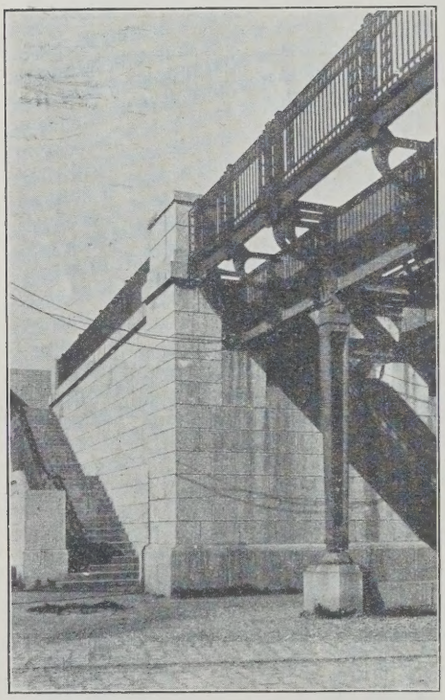


Abb. 13a. Kaibrücke.
Übergang am rechten Widerlager.

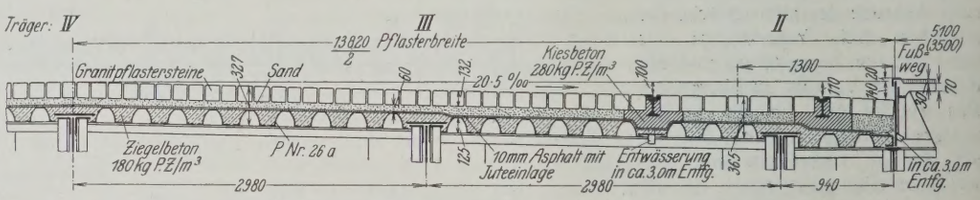


Abb. 14. Fahrbahn der Flut- und Kaibrücke.

dann nur mehr als Längsträger wirken, sind nur für die Belastungen der ersten Bauperiode auszubilden.

Die Gliederung der neuen Brücke (Abb. 3) ist die gleiche wie jene der alten, nur die Steigungsverhältnisse erhielten hierbei eine geringe Änderung. Mit Rücksicht darauf, daß die lichte Durchfahrthöhe der Strombrückenfelder wegen der Schiffahrt beizubehalten war, infolge der größeren Hauptträgerentfernung die Bauhöhe jedoch von 1,11 auf 2,35 m vergrößert werden mußte, wurde hier die Fahrbahnoberkante um das entsprechende Maß (1,24 m) höher gelegt. Hierdurch haben sich die Steigungsverhältnisse der Kaibrücke und der stadtseitigen Rampe nur unwesentlich geändert. Die Steigung der Flutbrücke wurde im allgemeinen beibehalten und anschließend daran eine 310 m lange, 30,1 m breite Zufahrtrampe mit 8,45 bezw. 12,6 ‰ Gefälle eingeschaltet.

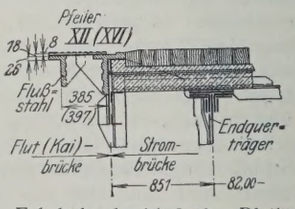
Die Fahrbahnbreite der neuen Brücke beträgt durchweg 13,8 m (Abb. 12, 13 u. 7), jene der linkseitigen Auffahrtrampe 15,0 m. Die Gehwege der stadtseitigen Rampe, der Kai- und Strombrücke und des ersten Feldes der Flutbrücke sind je 5,1 m, jene des restlichen Teiles der Flutbrücke je 3,5 m breit.

Die Fahrbahn der Flut- und Kaibrücke (Abb. 14) besteht aus einem 5" hohen, mit Asphalt vergossenen Granitsteinpflaster in Sand, jene der Strombrücke (Abb. 15) aus 13 cm hohem Lärchenholzstöckelpflaster auf Beton. Die Fahrbahn der Auffahrtrampen ist mit 7" starken Granitwürfeln in Sand gepflastert. Die Gehwege (Abb. 14 u. 15) der Tragwerke erhielten 7 cm starke Eisenbetonplatten mit 3 cm Asphaltbelag, die Gehwege der stadtseitigen Rampe ein 10 cm hohes Granitsteinpflaster in Sand.

Bei der statischen Berechnung der Tragwerke waren außer dem Eigengewicht folgende Belastungen (Abb. 7) zu berücksichtigen:

1. Auf jedem Gleis ein 2,50 m breiter Streifen von Straßenbahnfahrzeugen, jeder enthaltend zwei vierachsige, 30 t schwere, 10,30 m lange Triebwagen, vor und hinter diesen vierachsige 30 t schwere und 11,55 m lange Triebwagen in unbeschränkter Zahl; bei der Berechnung der Fahrbahn war außerdem ein zweiachsiger, 20 t schwerer, 10,65 m langer Triebwagen in Betracht zu ziehen.

Abb. 15. Fahrbahn der Strombrücke.



Zu Abb. 15. Fahrbahnabschluß über Pfeiler XII (XVI).

2. Vier Laststreifen zu 2,50 m Breite mit unbeschränkt vielen 12 t schweren, vierspännigen Lastwagen und ein Laststreifen von 2,80 m Breite mit einem 28 t schweren, achtspännigen Lastwagen, vor und hinter diesem unbeschränkt viele 12 t schwere, vierspännige Lastwagen; an Stelle des 28-t-Lastwagens ein 2,50 m breiter Laststreifen mit einer 18 t schweren Dampfstraßenwalze von 6,10 m Länge, vor und hinter dieser unbeschränkt viele 12 t schwere, vierspännige Lastwagen.

3. Auf den Gehwegen und dem durch die Laststreifen nicht besetzten Raum der Fahrbahn eine gleichförmig verteilte Belastung von 460 kg/m².

3. Die zulässigen Beanspruchungen für Fluß- und Sonderstahl auf Biegung betragen 1000 bezw. 1200 kg/cm² und für die nach Hertz zu berechnenden Pressungen in Lagerteilen für Flußstahl 6500, für Sonderstahl 8000 kg/cm². Der Druck auf die Auflagerquader durfte 50 kg/cm² nicht überschreiten.

4. Für die Beanspruchung der Bauteile aus Eisenbeton galt die „Vorschrift über die Herstellung von Tragwerken aus Eisenbeton bei Straßenbrücken".

5. Für die Berechnung gedrückter Tragwerkglieder war die „Vorschrift

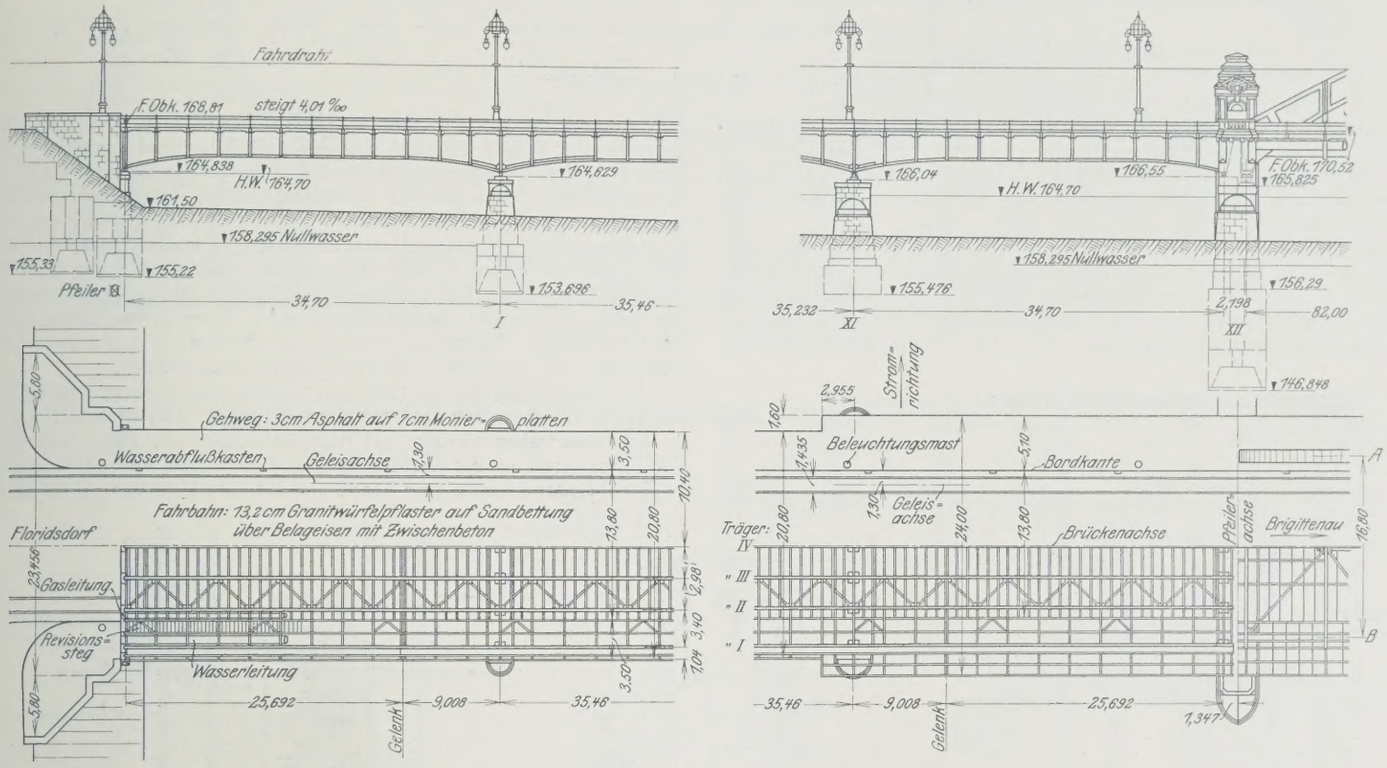


Abb. 16. Flutbrücke. Ansicht und Grundriß.

4. Hierzu kamen als ständige Belastung noch zwei Gasrohrstränge zu 170 kg, zwei Rohrstränge Wasserleitung zu 790 kg, zwei Starkstromkabelleitungen zu 160 kg, zwei Postkabelleitungen zu 140 kg und zwei Rohrpostleitungen zu 30 kg Gewicht für 1 lfd. m. Ferner auf der Flutbrücke zwei je 1,24 m breite Revisionsstege und in jeder Strombrücke ein Fahrgerüst mit einer Nutzlast von 100 kg/m².

Als Winddruck waren anzunehmen 270 kg/m² für die unbelasteten und 170 kg/m² für die belasteten Tragwerke.

Als Wärmeänderung gegenüber der mit 10° C anzunehmenden Aufstellungswärme der Tragwerke galten ± 35° C und als Wärmeunterschied zwischen den unter und den über der Fahrbahn liegenden Tragwerkteilen 15° C.

Für die in der ersten Bauperiode vorübergehend einzubauenden Tragwerkteile der Strombrücke kam hauptsächlich nur die Belastung durch 12 t schwere, vierspännige Lastwagen und Menschengedränge von 460 kg/m² in Betracht.

Als zulässige Beanspruchungen der Baustoffe hatten zu gelten:

1. Die in der „Vorschrift über die Herstellung der Straßenbrücken" festgesetzten Werte für alle Tragwerkglieder, die nicht von der Straßenbahn belastet werden.

2. Die in der „Verordnung des Eisenbahnministeriums, betreffend die Eisenbahnbrücken" festgesetzten Grenzwerte für jene Tragwerkteile, die eine Straßenbahnbelastung aufnehmen. Ausgenommen davon waren die Hauptträger der Strombrücke, die mit Rücksicht auf das große Eigengewicht nicht nach der Verordnung für Eisenbahnbrücken, sondern nach der eine Ersparnis bewirkenden Vorschrift für Straßenbrücken zu behandeln waren.

betreffend die Berechnung gedrückter Konstruktionsteile des Eisenbahnministeriums" maßgebend.

Die Haupttragwerke der Flutbrücke (Abb. 16) sind vollwandige Gelenkträger. Ihre Höhe über den Pfeilern beträgt im Mittel 3,4 m, die Trägerunterkante ist bis zum ersten Viertel der Stützweite hochgezogen und verläuft von hier aus im gleichen Abstande zum Obergurt. Die Pfeilhöhe dieses Anzuges beträgt bei den mittleren Trägern 900, bei den äußeren 1050 mm.

Als Hauptträgersystem für die Strombrücke (Abb. 17) wurden vollwandige Bogenträger mit unter der Fahrbahn liegendem Zugbande gewählt. Ihr Pfeil beträgt 13,85 m und entspricht bei einer Stützweite von 82 m einem Verhältnis von 1 : 5,9. Die untere Leibung der Gurte verläuft nach einem Kreisbogen von 64 m, die obere nach einem aus zwei Kreisen von 97 bezw. 71 m Halbmesser zusammengesetzten Korbbogen. Die Stehblechhöhe, die im Scheitel mit 1,70 m angenommen wurde, wächst gegen die Auflager zu und erreicht dort ein Höchstmaß von 3,68 m. Die Hängepfosten sind vollwandig und unterteilen die Stützweite in 12 Felder. Ein oberer Verband, der mit Rücksicht auf die große Stützweite der Brücke

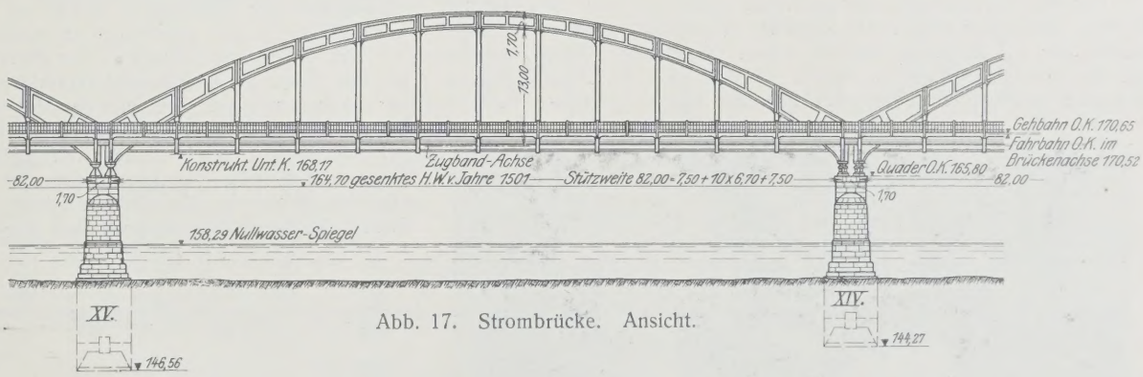


Abb. 17. Strombrücke. Ansicht.

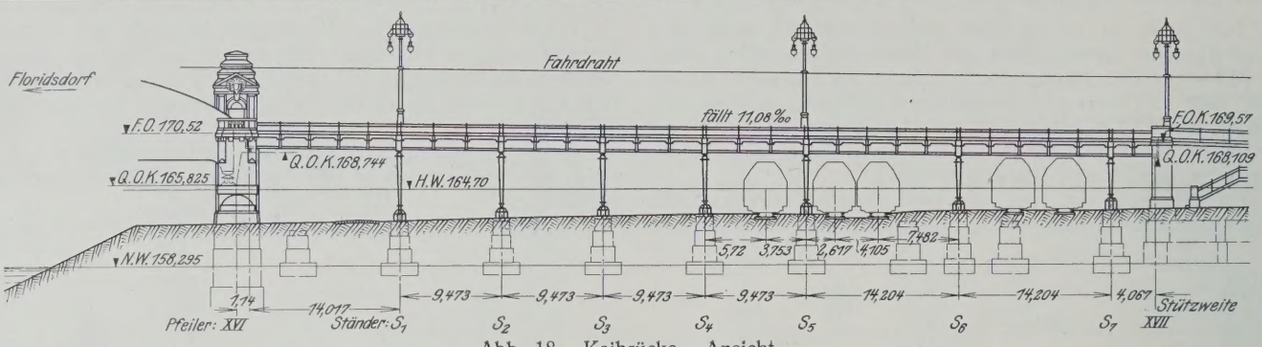


Abb. 18. Kaibrücke. Ansicht.

notwendig erschien, befindet sich nur zwischen den drei mittleren Hängepfosten und ist ebenfalls vollwandig.

Das Haupttragwerk der Kaibrücke (Abb. 18) besteht aus Vollwandträgern, die auf flußeisernen Pendelstützen bezw. auf den Widerlagern frei aufliegen.

Bei der architektonischen Ausgestaltung der Brücke wurde angestrebt, eine Wirkung des Bauwerks lediglich durch die Linienführung und die konstruktive Durchbildung der Träger allein zu erzielen. Aus diesem Grunde wurden auch alle Ausschmückungen der Tragwerke sowie ein Aufbau besonderer Brückenköpfe vermieden. Um jedoch bei den vollwandigen Trägern den bei großen Abmessungen zu befürchtenden Umstand, daß die Gurtwinkel zu sehr zurücktreten, zu beseitigen, wurden zwischen diese und die Stehbleche Beiflacheisen eingeschaltet. Diese vermitteln nicht nur in statisch richtiger Weise den Übergang vom Stehblech zu den Gurten, sondern bewirken im Verein mit den Stoßblechen und Nietköpfen der Absteifungen auch eine Belebung der sonst eintönig erscheinenden großen Blechflächen.

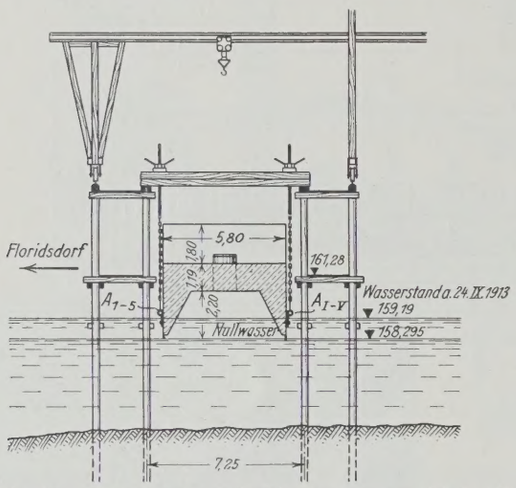


Abb. 19. Strombrücke. Senkkastenlage am 24. 9. 1913.

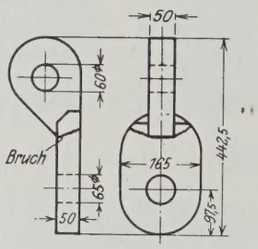


Abb. 20. Strombrücke. Ösen A I bis V der Eisensenkkasten.

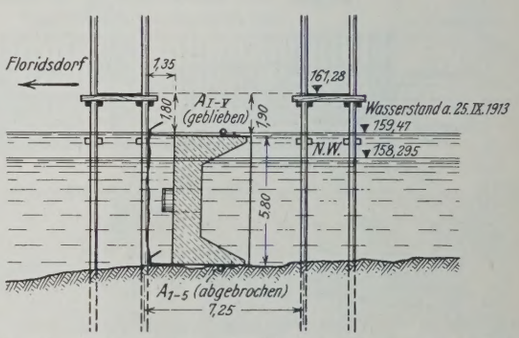


Abb. 21. Strombrücke. Senkkastenlage am 25. 9. 1913.

Für die Ausführung der gesamten Arbeiten, die, wie erwähnt, in zwei unmittelbar aufeinander folgenden Bauperioden zu bewerkstelligen waren, war ein Zeitraum von $4^1/_2$ Jahren vorgesehen. Davon entfielen auf die erste Bauperiode $2^1/_2$ Jahre. Hierbei galt als Grundbedingung, daß eine allfällige Einstellung des über die Brücke gehenden Verkehrs nur auf möglichst kurze Zeit zu beschränken ist. Außerdem durfte der unter der Brücke gehende Straßen-, Eisenbahn- und Schiffahrtverkehr nicht behindert werden. Erschwerend war die Forderung, daß die in den Stromöffnungen verbleibenden Montierungsgerüste im Winter unbelastet sein müssen und daß sich während dieser Zeit wegen Eisrinnens keine Schwimmgerüste im Strome befinden dürfen. Die Unterkante der Montierungsgerüste mußte in den Stromfeldern mindestens 8,7 m über dem örtlichen NW liegen, ein gleichzeitiges Einrüsten der Schiffahrtöffnungen, als welche die beiden rechtsliegenden (Abb. 3) zu gelten hatten, durfte nicht stattfinden. Außerdem mußte bei der Einrüstung dieser zwei Felder stets eine freie Durchfahrt von 32 m frei gehalten werden.

Die Ausführung der Unterbauarbeiten, die im Wege einer öffentlichen Anbotverhandlung der Bauunternehmung Ing. Mayreder, Kraus & Co. in Wien übertragen wurden, fiel hauptsächlich in die erste Bauperiode. Die Firma hatte in der verhältnismäßig kurzen Zeit von neun Monaten 14 Eisenbetonsenkkasten vom Lande aus auf eine Tiefe von 4,7 bis 11,4 m und drei Eisensenkkasten im Strom auf eine Tiefe von 11,7 bis 14 m abzusenken und die dazugehörigen Aufbauten herzustellen (Abb. 3). Die Arbeiten boten bei den günstigen Bodenverhältnissen — mittelschwerer Sand- und Schotterboden mit tieferliegenden Tegelschichten — mit Ausnahme des Heraushebens eines voll ausbetonierten, abgestürzten Eisensenkkastens keine ausnehmend großen Schwierigkeiten. Zu erwähnen ist nur, daß die Schneiden der Senkkasten, um ein Aufsitzen dieser auf den Gründungen der bestehenden Brücke zu vermeiden, in einem Abstande von 0,75 m von den Senkkasten der alten Brücke aufgelegt wurden.

Das aufgehende Mauerwerk der Pfeiler und Widerlager (Abb. 4 u. 17), das aus Beton mit Granitquaderverkleidung besteht, wurde nach Abbruch der stromabwärtigen Vorköpfe geschlossen und die Überbrückung des Raumes zwischen den Senkkasten und den Gründungen der alten Brücke bei den Pfeilern der Flutbrücke und dem der beiden Trennungspfeiler durch 1,10 m hohe Eisenbetonplatten, bei den drei Strompfeilern durch Gewölbe überbrückt. Um allfällige Schäden, die durch ein ungleichmäßiges Setzen der neuen Pfeilergründungen gegenüber jenen der alten Brücke

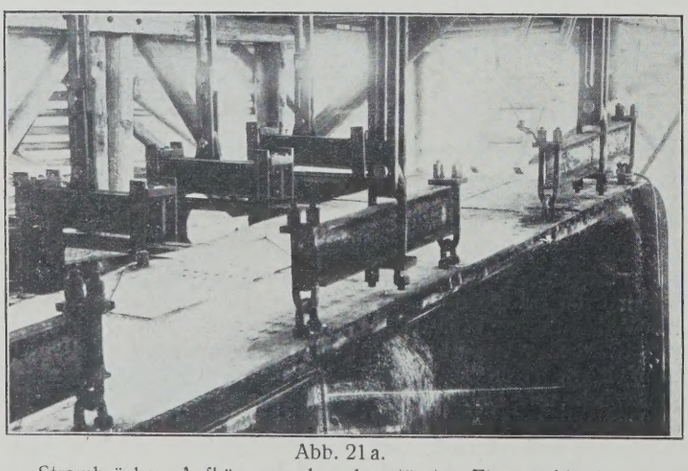


Abb. 21a.
Strombrücke. Aufhängung des abgestürzten Eisensenkkastens.

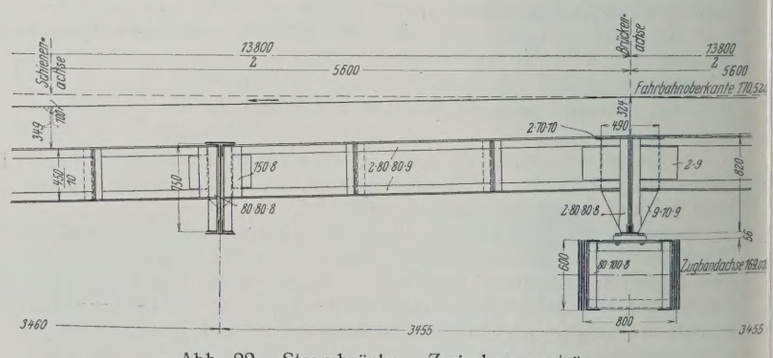


Abb. 22. Strombrücke. Zwischenquerträger.

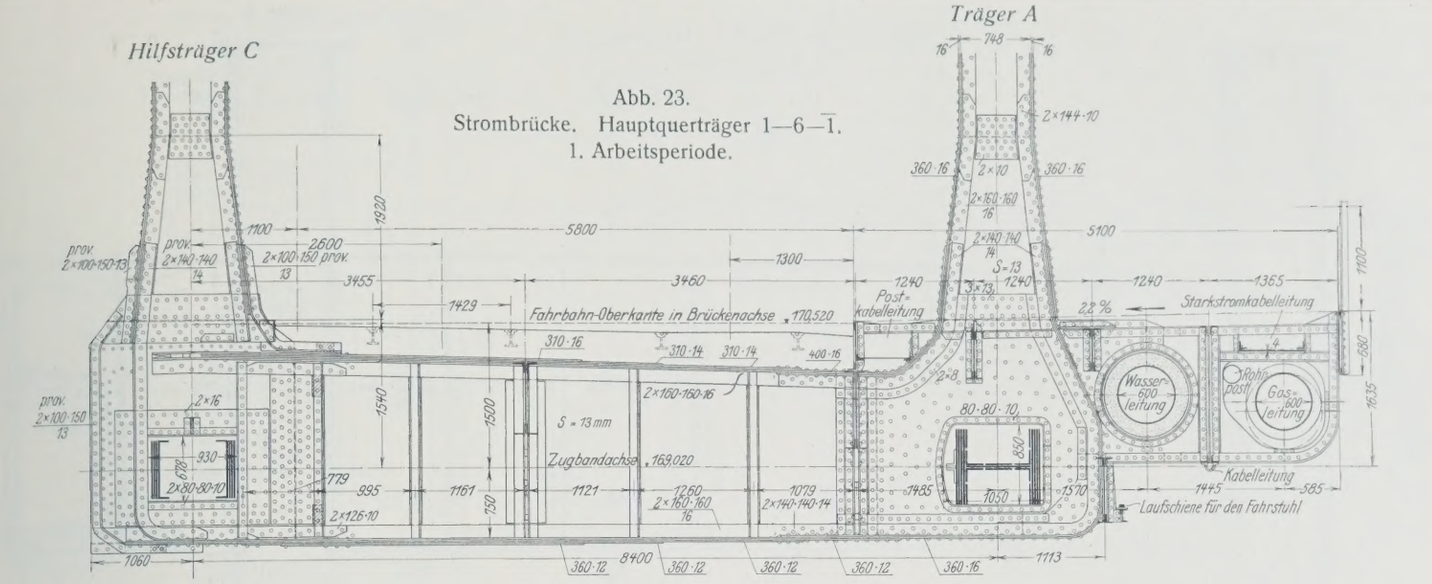


Abb. 23.
Strombrücke. Hauptquerträger 1—6—$\bar{1}$.
1. Arbeitsperiode.

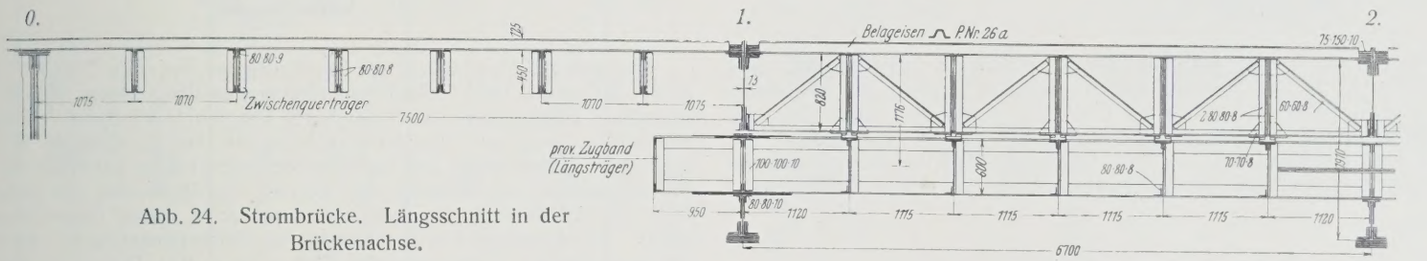


Abb. 24. Strombrücke. Längsschnitt in der Brückenachse.

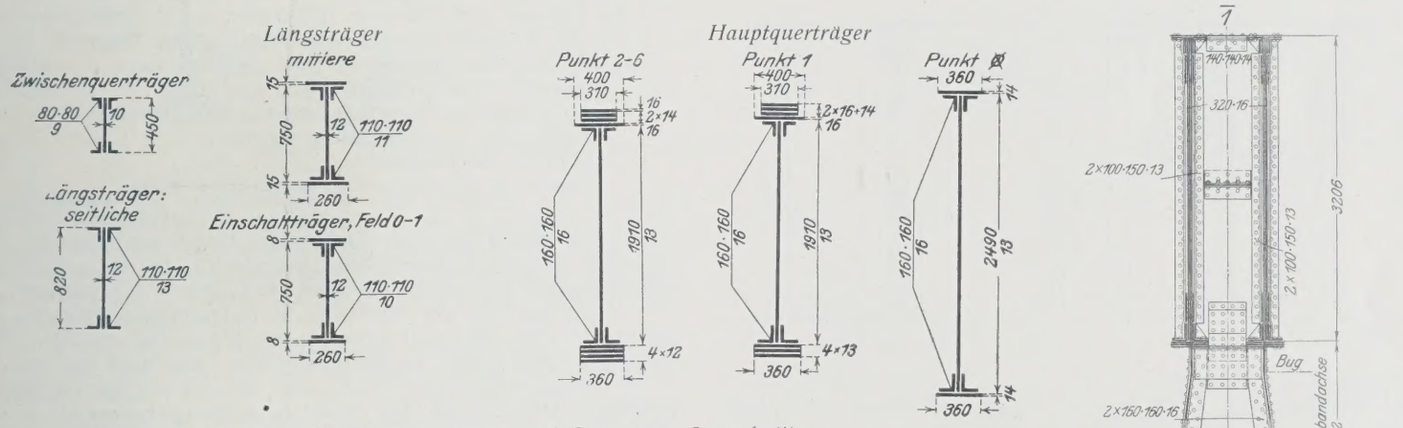


Abb. 25a. Strombrücke. Längs- und Querträger, Querschnitte.

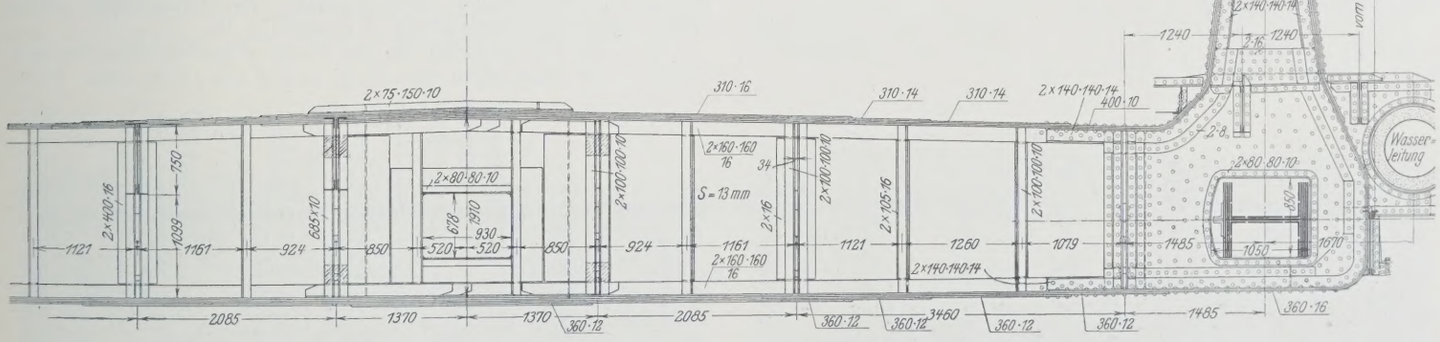


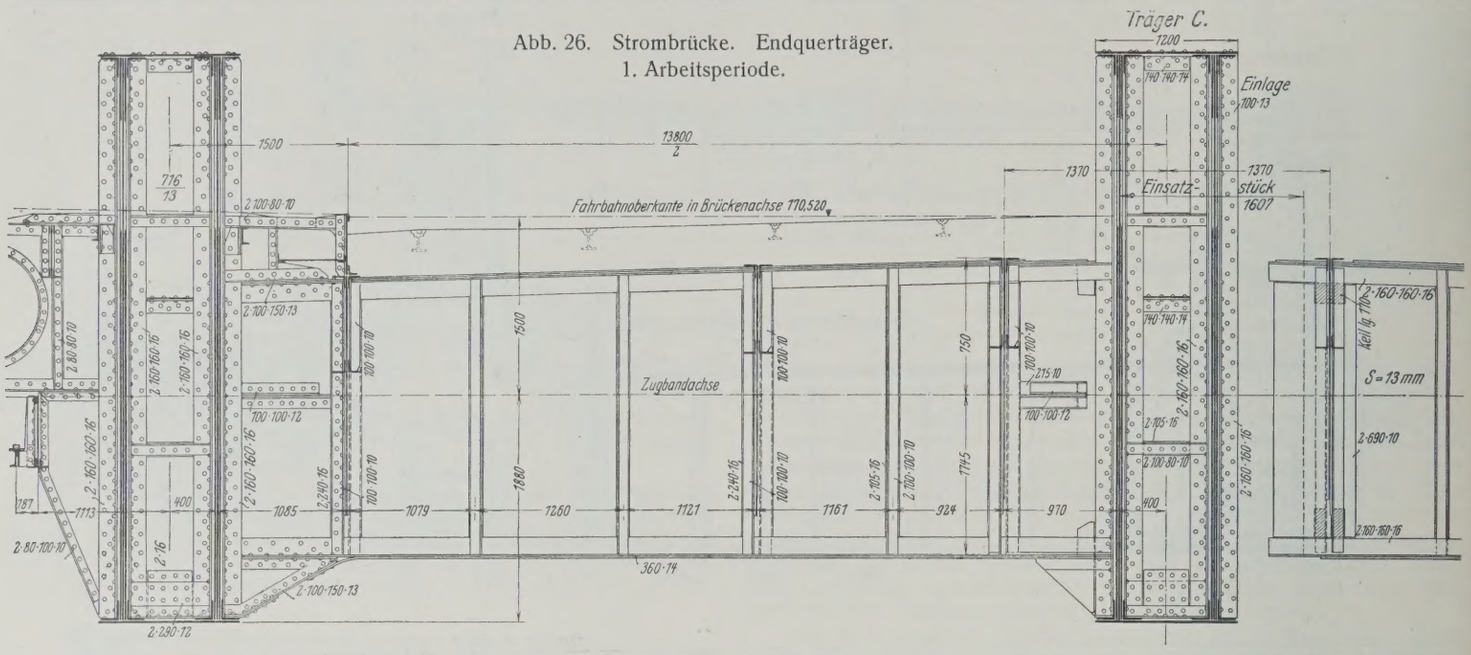
Abb. 25. Strombrücke. Hauptquerträger 1—6—$\bar{1}$. 2. Arbeitsperiode.

eintreten könnten, zu vermeiden, wurde beim Zusammenschluß des aufgehenden Mauerwerkes eine durchgehende Setzungsfuge belassen.

Durch den Absturz des Senkkastens bei Strompfeiler XV ergaben sich unvorhergesehene, bemerkenswerte Arbeiten. Der Senkkasten wurde tags vorher fertig ausbetoniert; er hing jederseits auf fünf Spindeln (Abb. 19) und war im Absenken. Plötzlich — jedenfalls infolge Zurückbleibens einer Spindel — riß eine Öse der unteren Aufhängevorrichtung (Abb. 20). Das hatte zur Folge, daß die vier benachbarten Ösen ebenfalls rissen und der Senkkasten, dessen rechnungsmäßiges Gesamtgewicht 300 t betrug, abstürzte. Beim Absturz drehte er sich um 90° und kam mit der Seitenwand auf den Stromgrund zu liegen (Abb. 21). Der Wasserstand an dem Tage betrug + 1 m, die Wassertiefe an der Stelle war 5,2 m. Ein weiteres Unglück ist dabei nicht geschehen.

Den nun folgenden Erwägungen über das Heben oder Beseitigen des Senkkastens kam das unmittelbar darauf folgende Sinken des Wassers zugute. Dies ermöglichte es, daß der Beton in dem freiliegenden Teil nach und nach, zunächst von Hand, später mit Luftdruckhämmern ausgestemmt werden konnte, worauf die inzwischen entworfenen Hebevorrichtungen eingebaut wurden. Diese wurden derart eingelegt, daß die zwei oberen Knotenpunkte jedes Gesperres (Abb. 21 a) je an eine Spindel, jene der Schneide zu

Abb. 26. Strombrücke. Endquerträger.
1. Arbeitsperiode.



zweit an eine zweite Hubspindel angehängt wurden. Der Senkkasten hing nun an 15 Spindeln, mittels deren er langsam gehoben und vollständig aus dem Wasser gezogen werden konnte. Inzwischen wurde auch der Beton aus der Senkkastendecke vollständig entfernt und dadurch das Gewicht des Senkkastens auf 180 t vermindert. Nun wurden die Spindeln einseitig nachgelassen und der Senkkasten durch allmähliches Nachbessern

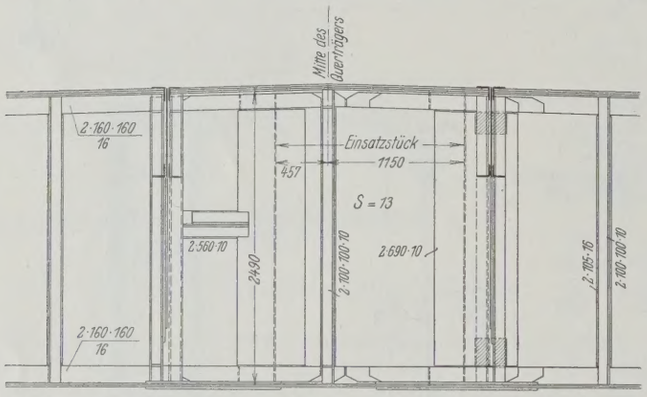


Abb. 27. Strombrücke. Endquerträger, Mittelteil. 2. Arbeitsperiode.

der Spindeln um 90° gedreht, in die ursprüngliche Lage gebracht und auf die Gerüstbühne abgesetzt. Weil sich zeigte, daß er durch den Absturz nicht gelitten hat, wurde er nach dem Wiederanbringen der Wandbleche instand gesetzt und abgesenkt.

Diese Arbeiten dauerten insgesamt drei Monate, hatten jedoch keine Verzögerung des Baues zur Folge, weil inzwischen die Absenkung der übrigen Senkkasten gefördert werden konnte.

Die Lieferung, Anarbeitung und Montierung der eisernen Tragwerke wurde auf Grund einer öffentlichen Anbotverhandlung einem Brückenkonsortium, bestehend aus den Firmen R. Ph. Waagner, L. & J. Biro & A. Kurz, Witkowitzer Berg- und Eisenhüttengewerkschaft und Ig. Gridl in Wien übertragen. Diese teilten sich die Arbeiten untereinander derart auf, daß die erstgenannte Unternehmung die Lieferung und Montierung der halben Flut- und Strombrücke, die beiden letzteren je $^1/_4$ davon übernommen haben. Die Lieferung und Montierung der Kaibrückentragwerke wurde von der genannten Vereinigung den Firmen Teudloff u. Dietrich in Wien und der Zöptauer und Stefanauer Eisenhütten A.-G., Zöptau, übertragen.

Von der gesamten Eisenlieferung entfällt auf die Tragwerke der

12 Flutbrücken ein Gewicht, ohne Geländer, von . .	4 146,8 t
4 Strombrücken, ohne Geländer	6 638,9 t
dazu kommen hier noch als einstweilig einzubauendes, nicht mehr zu verwendendes Material	390,0 t
Kaibrücke, ohne Geländer	644,0 t
Geländer der Brücke und der stadtseitigen Rampe .	225,3 t
zusammen	12 045,0 t

Das Fahrbahntragwerk aller drei Brücken besteht aus Belageisen ⌒ P. Nr. 26 a, die mit der Brückenachse gleichlaufen. Die Belageisen liegen in Entfernungen von 1 m auf gewalzten bezw. genieteten Querträgern, die in der Flut- und Kaibrücke unmittelbar in die Hauptträger einbinden. Die Strombrücke (Abb. 22) erhielt außerdem Zwischenquerträger mit einer Stützweite von 3,46 m; diese wurden in genietete Längsträger eingebaut, die an die Hauptquerträger angeschlossen sind. Das 600 mm hohe Zugband der Hilfsträger (Abb. 22 u. 23), das sowohl im vorübergehenden wie im endgültigen Zustande der Brücke auch als Längsträger zu wirken hat, stützt die kontinuierlich darüber hinweggehenden Zwischenquerträger mittels eigener Lager- und Steifenwinkel ab (Abb. 23 u. 24).

Die in der Fahrbahnmitte 1910 mm hohen, normalen Hauptquerträgerstehbleche der Strombrücke (Abb. 23, 25 u. 25a) sind 13 mm stark. Sie er-

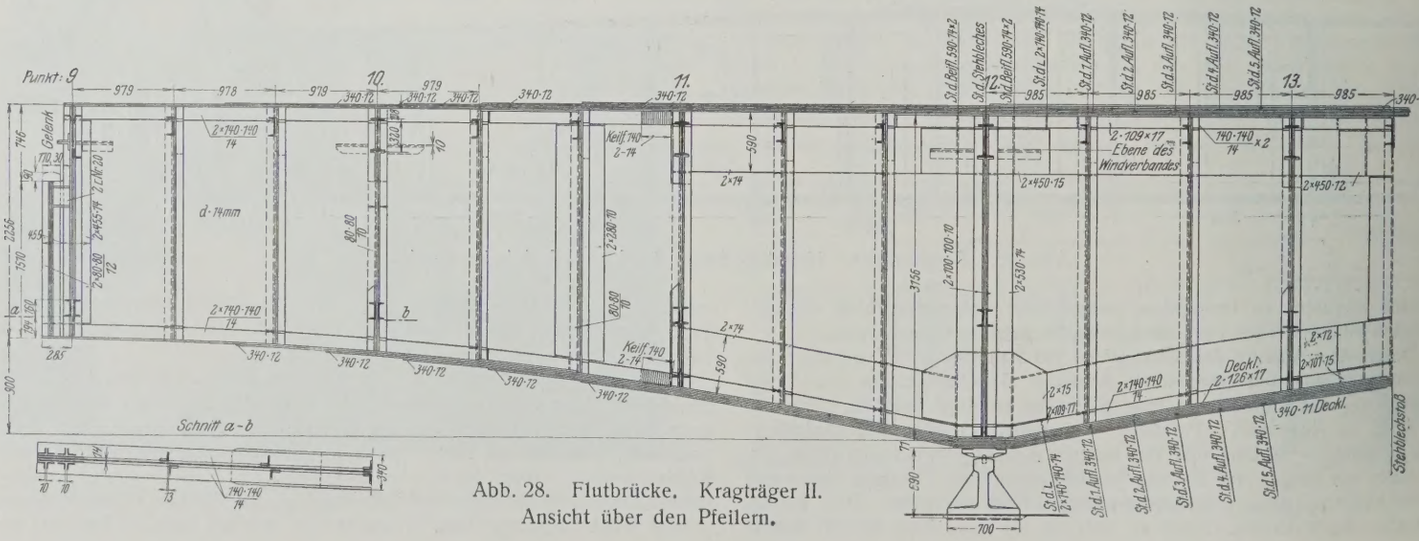


Abb. 28. Flutbrücke. Kragträger II.
Ansicht über den Pfeilern.

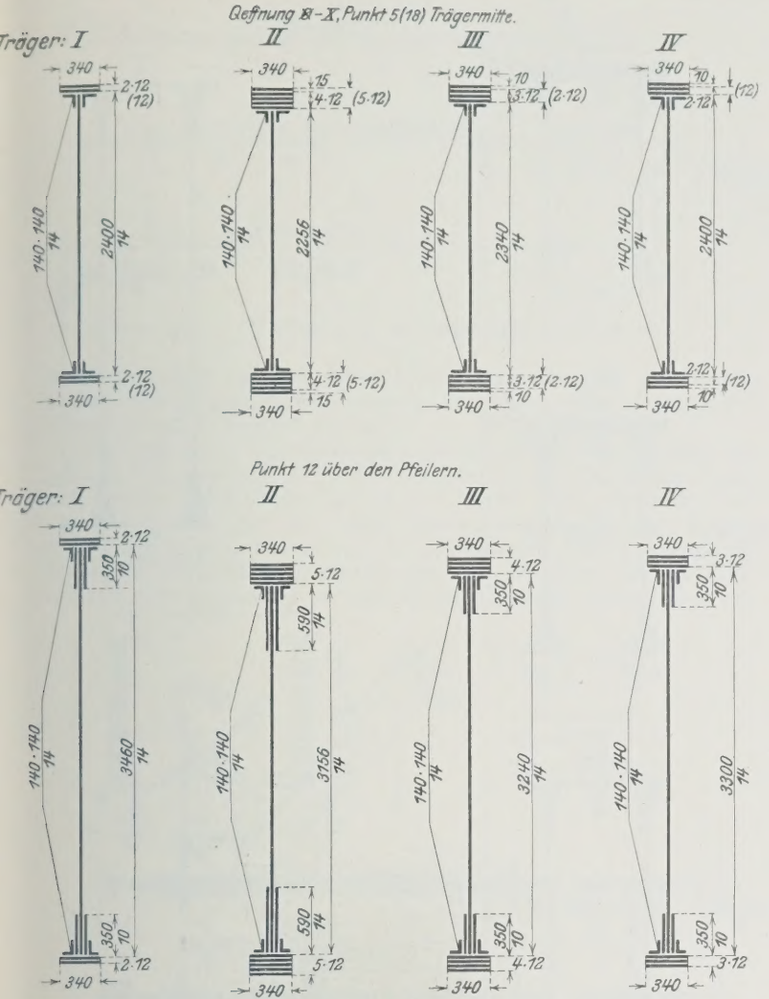
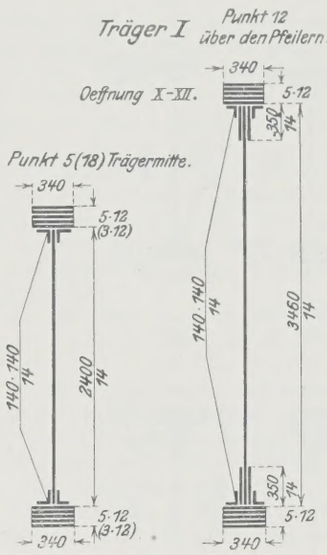


Abb. 29. Flutbrücke. Hauptträger, Querschnitte.



hielten beiderseitige Ausnehmungen für den Durchgang der normalen Zugbänder und eine weitere Ausnehmung in der Brückenachse für den Durchgang des Hilfsträgerzugbandes. Die ebenfalls 13 mm starken, in der Fahrbahnmitte 2490 mm hohen Stehbleche der Endquerträger (Abb. 25a, 26 u. 27) schließen unmittelbar an die Gurtenden der Bogen an und erhielten keine Ausnehmungen.

Die Gehwege aller drei Brücken (Abb. 12, 13 u. 23) liegen zum Teil auf Konsolen, in denen sich auch die Stützpunkte für die Überführung der Leitungen befinden.

Die Hauptträger der Flutbrücke (Abb. 16) gliedern sich in vier über je drei Öffnungen reichende Gruppen. Jede Gruppe besteht aus sieben unter der Fahrbahn liegenden Strängen und aus zwischen diesen in Obergurthöhe eingebauten Querträgern (Abb. 12). Die Gelenke liegen in den Außenfeldern. Die Länge der Kragarme beträgt 9,008 m. Die in einer gegenseitigen Entfernung von 2,98 bezw. 3,40 m liegenden Träger bestehen der Hauptsache nach aus einem 14 mm starken Stehblech und Gurtwinkeln 140 · 140 · 14 nebst 340 mm breiten Lamellen und Beiflacheisen (Abb. 28 u. 29). Die Hauptträger II und III werden, außer durch Querträger in Entfernungen von 3 m, durch lotrechte Dreieckverbindungen und einen in der Unterkante der Querträger liegenden Windverband (Abb. 12 u. 16) miteinander ausgesteift. Die Aussteifung der Träger III—IV—III geschieht nur durch wagerechte, in Entfernungen von 3 m liegende Querverbindungen, die in der Ebene der Untergurtwinkel anlaufen. Die Hauptträger I und II sind in den Untergurten in Abständen von 3 m durch Querverbindungen ausgesteift, die gleichzeitig Stützpunkte für die Wasser- und Postkabelleitungen sowie für den Revisionssteg bilden.

Der Querschnitt der Kaibrücke (Abb. 13 u. 13a) ist im allgemeinen gleich jenem der Flutbrücke. Die sieben unter der Fahrbahn liegenden 960 bis 1230 mm hohen Hauptträger besitzen eine gegenseitige Entfernung von 3,70 m, sie bestehen aus 10 bis 12 mm starken Stehblechen und Gurtwinkeln 80 · 80 · 10, 80 · 120 · 10 bezw. 130 · 130 · 14 nebst den erforderlichen Lamellen und Beiflacheisen (Abb. 29a). Anstatt der lotrechten Querverbindungen ist hier bei jedem dritten Querträger ein tief herabgezogenes Steifenblech eingeschaltet. Wagerechte Querverbindungen zwischen den Untergurten der Hauptträger III—IV—III bestehen nicht, ebenso auch — ausgenommen über den Stützpunkten — keine unteren Querverbindungen zwischen den Trägern I und II. Die Anordnung des Windverbandes ist wie bei der Flutbrücke. Die Stützen (Abb. 13) sind aus Flußeisen mit je einem unteren und einem oberen Gelenk. Die mittleren drei Ständer sind oben zu einem Doppelportal geschlossen, die äußeren zwei jederseits als freie Pendelstützen ausgebildet.

Die Hauptabmessungen der Strombrücken-Hauptträger sind aus Abb. 17 zu entnehmen.

Die ständige Belastung eines Hauptträgers der Strombrücke setzt sich zusammen aus dem Gewicht der:

Fahrbahndecke samt Belageisen	4,045 t/m
Fußwegdecke	1,275 „
Einbauten	1,290 „
Geländer	0,120 „
Längs- und Querkonstruktionen	3,240 „
Hauptträger	5,430 „
und beträgt insgesamt	15,400 t/m

Aus den Einwirkungen der ständigen Last, der Verkehrslast und dem Wärmeunterschied von 15° C zwischen dem Bogengurt und dem Zugband ergeben sich für:

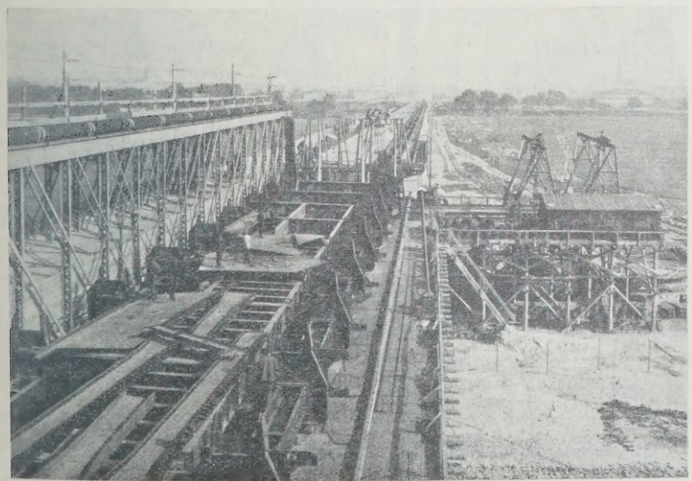


Abb. 30. Strombrücke. Aufstellen der Fahrbahn und Aufzuggerüste bei Pfeiler XII. 1. Arbeitsperiode.

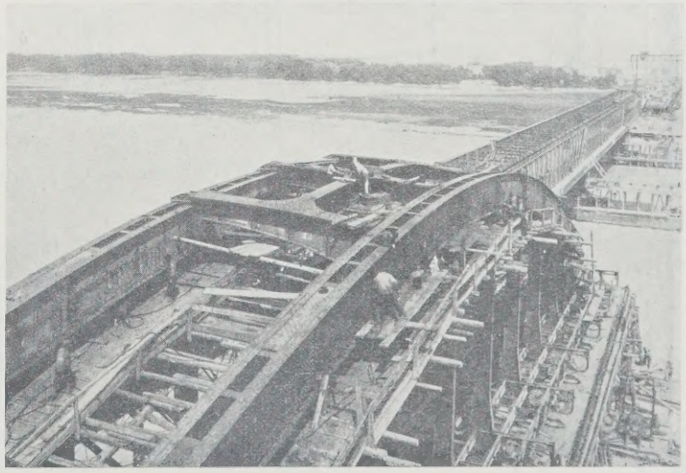


Abb. 30a. Strombrücke. Aufstellen der Tragwerke. 1. Arbeitsperiode.

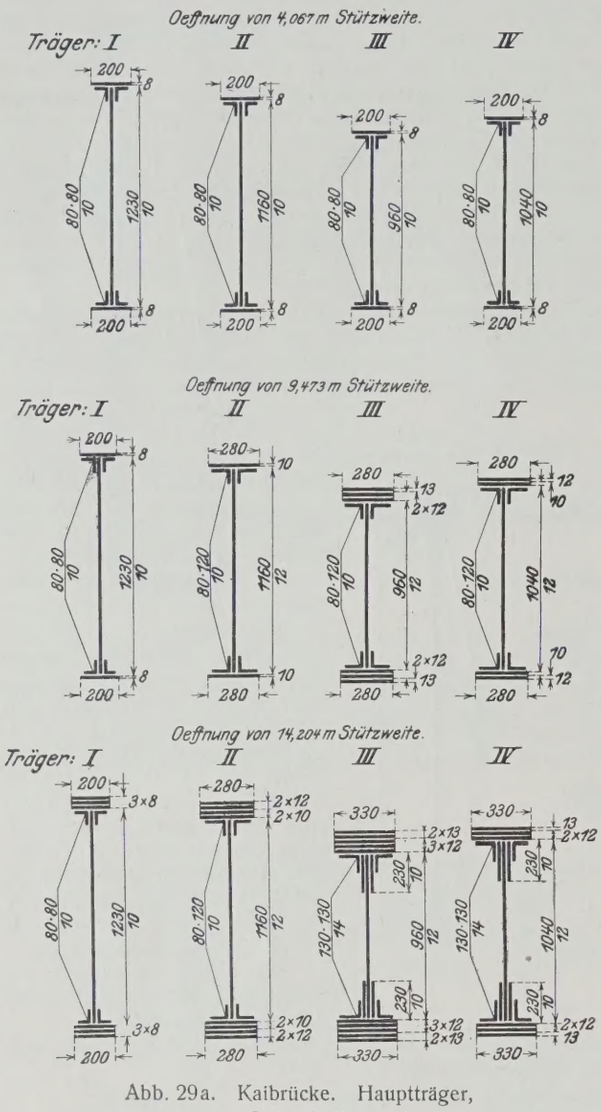


Abb. 29a. Kaibrücke. Hauptträger, Querschnitte.

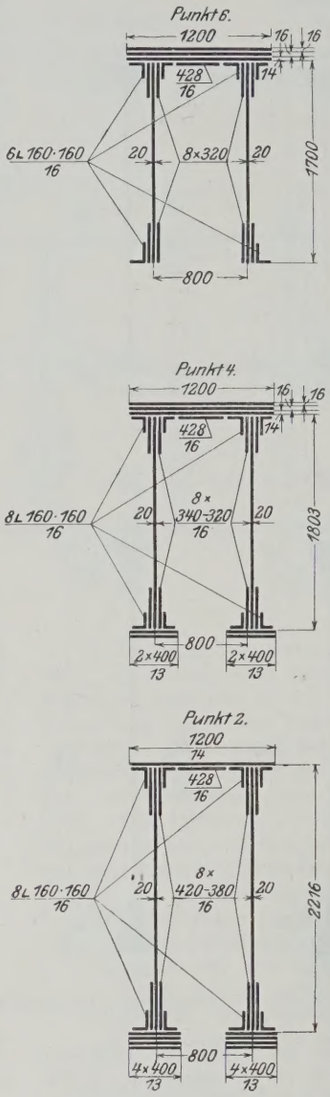
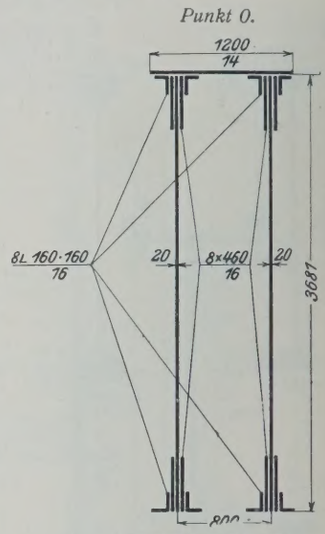
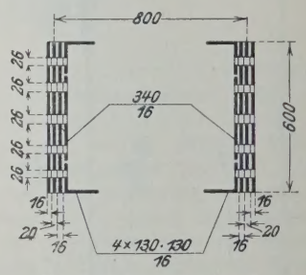


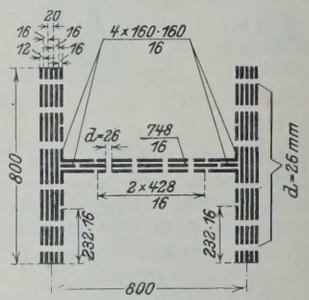
Abb. 29b. Strombrücke. Bogengurt-Querschnitte.



Zu Abb. 29b.



Einstweiliges Zugband.



Endgültiges Zugband.
Abb. 29c. Strombrücke.

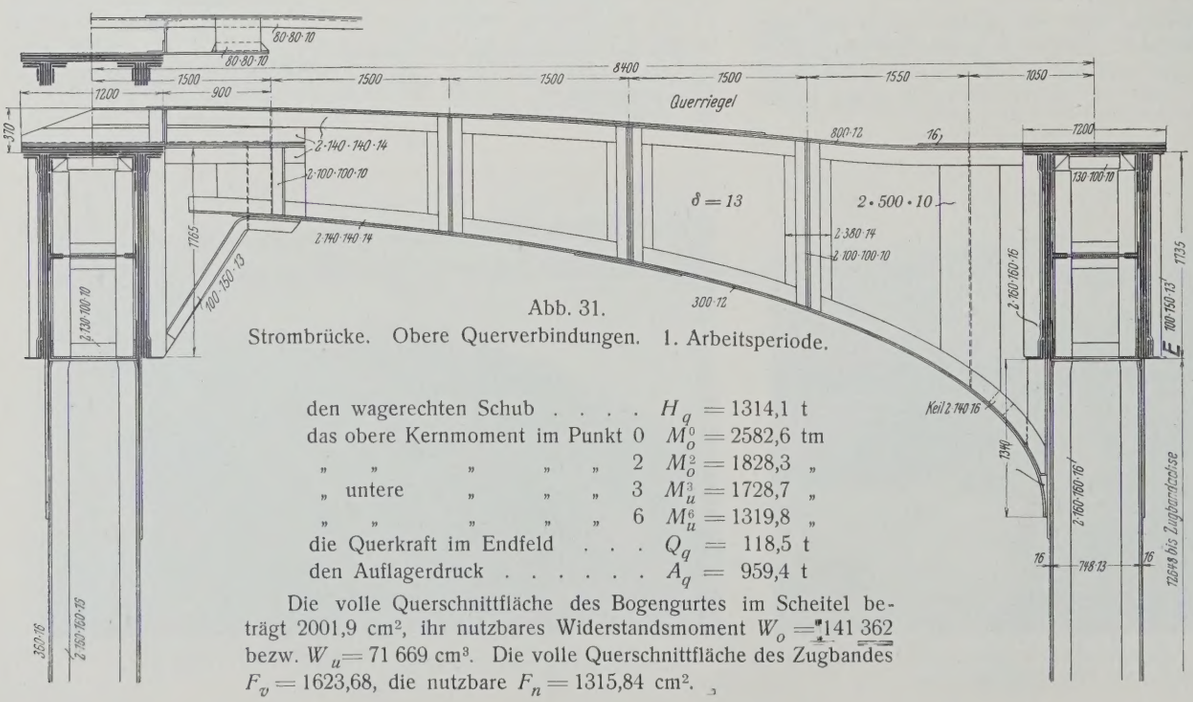


Abb. 31.
Strombrücke. Obere Querverbindungen. 1. Arbeitsperiode.

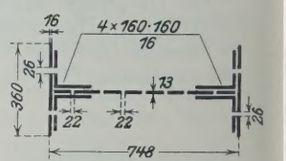


Abb. 29d. Strombrücke. Hängepfosten.

den wagerechten Schub	H_q	= 1314,1 t
das obere Kernmoment im Punkt 0	M_o^0	= 2582,6 tm
„ „ „ „ „ 2	M_o^2	= 1828,3 „
„ untere „ „ „ 3	M_u^3	= 1728,7 „
„ „ „ „ „ 6	M_u^6	= 1319,8 „
die Querkraft im Endfeld . . .	Q_q	= 118,5 t
den Auflagerdruck	A_q	= 959,4 t

Die volle Querschnittfläche des Bogengurtes im Scheitel beträgt 2001,9 cm², ihr nutzbares Widerstandsmoment $W_o = \frac{141\,362}{\pm}$ bezw. $W_u = 71\,669$ cm³. Die volle Querschnittfläche des Zugbandes $F_v = 1623{,}68$, die nutzbare $F_n = 1315{,}84$ cm².

Die Beanspruchung der Bogengurte bei Berücksichtigung der vorgenannten Einflüsse erreicht im Punkte 5 einen Höchstwert von $\sigma_u = 971$ bezw. $\sigma_o = 998$ kg/cm², jene des Zugbandes einen solchen von 999 kg/cm² (zulässig 1046 kg/cm²). Die Stöße der Bogengurte und Zugbänder sind in allen Knotenpunkten angeordnet und derart ausgebildet, daß der Einbau, insbesondere aber der Ausbau der einzelnen

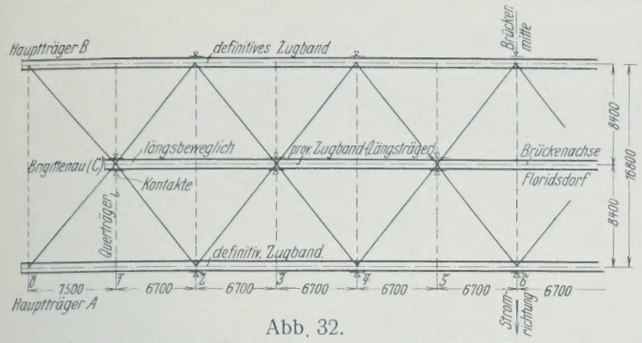


Abb. 32.
Strombrücke. Windverband im endgültigen Zustande.

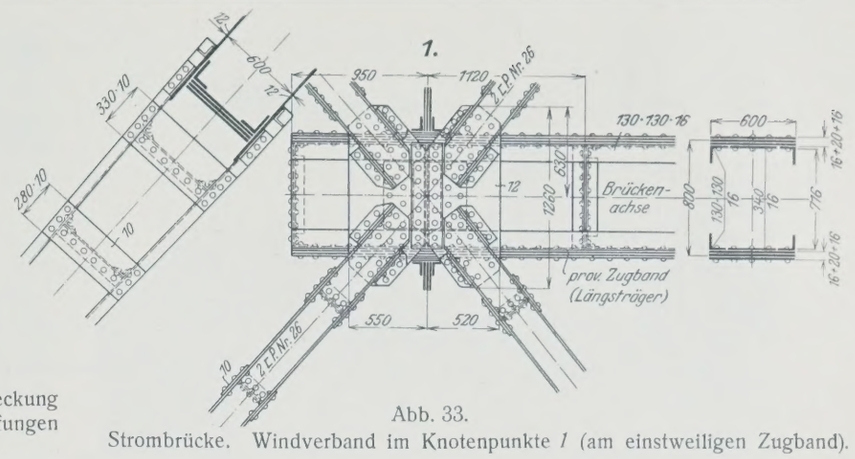


Abb. 33.
Strombrücke. Windverband im Knotenpunkte *1* (am einstweiligen Zugband).

Bauglieder leicht vor sich gehen konnte (Abb. 51). Als Stoßdeckung kamen durchgängig Flacheisenlaschen zur Verwendung. Kröpfungen wurden soweit als möglich vermieden.

Die Bogengurte der Strombrücke (Abb. 29b) sind kastenförmig ausgebildet. Sie bestehen aus Stehblechen von 20 und beiderseitigen oberen und unteren Beiflacheisen von 16 mm Stärke. Die Gurtwinkel sind 160 · 160 · 16, die 1200 mm breiten oberen Lamellen 16 bezw. 14 mm, die 400 mm breiten unteren Lamellen 13 mm stark. Die Aussteifung der Bogengurte untereinander geschieht außer durch die Ständer und die durchlaufenden Obergurtlamellen in jedem Felde durch drei lotrechte und eine

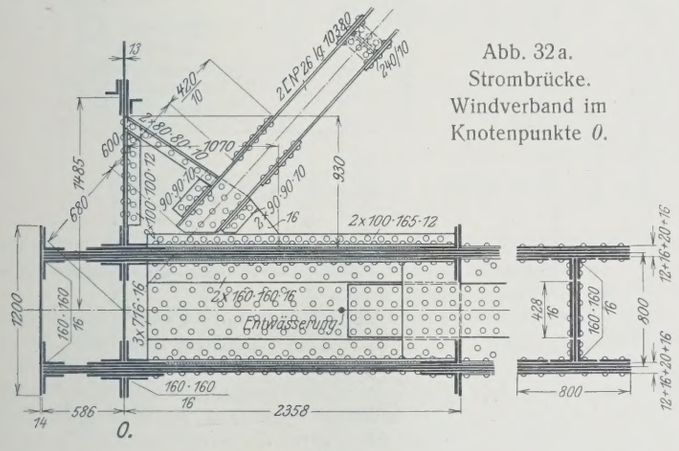


Abb. 32a.
Strombrücke.
Windverband im
Knotenpunkte *0*.

wagerechte Querverbindung (Abb. 51 u. 53). Diese bestehen aus 12 mm starken Blechen, die in den lotrechten Verbindungen vollwandig sind und in den wagerechten aus Montierungsrücksichten sowie wegen der Möglichkeit eines späteren Zuganges durch Knotenbleche ersetzt wurden.

Das 800 mm hohe endgültige Zugband (Abb. 29c u. 30) erhielt einen H-förmigen Querschnitt. Die Hängepfosten (Abb. 29d u. 30a), die in den Hilfsträgern *C* auch auf Knickung zu berechnen waren, bestehen aus einem Stehblech 748 · 13, je zwei Gurtwinkeln 160 · 160 · 16 und je einer Lamelle 360 · 16. Am unteren Ende verbreitern sie sich und gehen in die Querträger

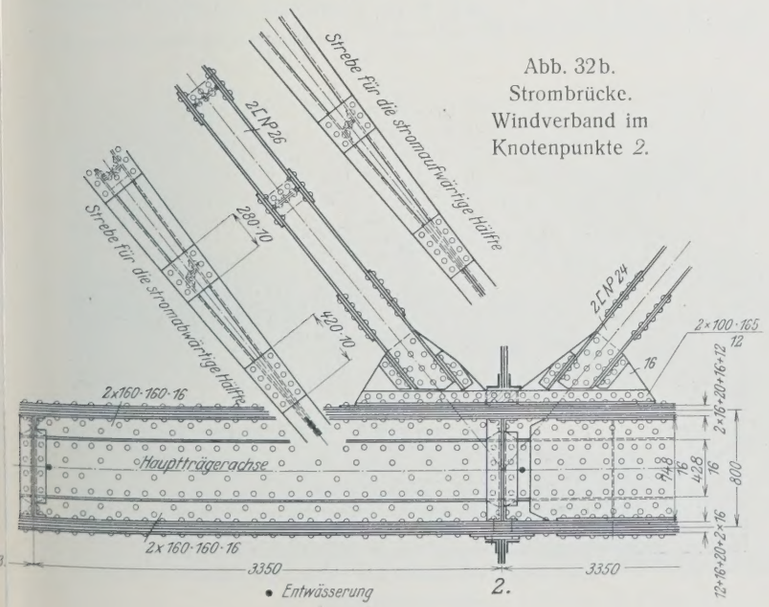


Abb. 32b.
Strombrücke.
Windverband im
Knotenpunkte *2*.

über (Abb. 23). Die in der Mitte 870 mm hohen Stehbleche der oberen Querverbindungen in den Punkten 5 und 6 (Abb. 17 u. 31) sind ebenfalls 13 mm stark. Diese setzen sich außerdem aus vier Gurtwinkeln 140 · 140 · 14, einer oberen 800 · 12 und einer unteren 300 · 12 mm starken Lamelle zusammen und sind mittels kräftiger Eckaussteifungen mit den Hängepfosten verbunden. Die die Querriegel verbindenden Längsriegel (Abb. 53) sind ebenfalls vollwandig und ähnlich wie diese ausgebildet.

Den Windverband der Strombrücke bildet ein in der Ebene der Zugbänder liegendes, gekreuztes Strebensystem (Abb. 32). Die Streben, je zwei ⊏-Eisen 26, 24, 22 bezw. 20, sind gegen die Mitte zu von 16 auf 600 mm auseinander gezogen (Abb. 32a u. 32b) und schließen in den Knotenpunkten 1, 3 und 5 an je zwei 12 mm starke Knotenbleche an, die auf dem einstweiligen Zugbande (Abb. 33) liegen. Am endgültigen Zugbande laufen sie auf 16 mm starke Knotenbleche auf, die an dieses mit je 2 ∟ 100 · 165 · 12 (Abb. 32a u. 32b) angeschlossen sind.

Da die Winddrücke im endgültigen und im einstweiligen Zustande der Brücke nahezu gleich groß sind, die Streben des endgültigen Systems jedoch nur auf Zug zu berechnen waren, mußten in der ersten Bauperiode in die Felder 0—1—3 Gegenstreben eingeschaltet werden (Abb. 34), die nach dem Fertigstellen der Brücke wieder ausgebaut wurden.

Die Winddrücke gelangen durch die Hauptquerträger und die zwischen diesen und dem Zugbande eingebauten Lager in den Windverband. Die Anordnung dieser Lager war, entsprechend dem System, in der zweiten Bauperiode eine andere als in der ersten (Abb. 32 u. 34). Die Zusatzbeanspruchungen des Zugbandes als Windgurt berechnen sich bei unbelasteter Brücke mit $\sigma = 86$, bei belasteter mit 65 kg/cm². Demnach ergibt sich eine Gesamtbeanspruchung des Zugbandes bei belasteter Brücke mit $\sigma = 999 + 65 = 1064$ kg/cm² (zulässig 1200 kg/cm²).

Die statische Untersuchung der Hauptträger erstreckte sich auch auf die Berechnung der durch das Ausweichen der Gurte eintretenden Zusatzbeanspruchungen. Sie wurde durchgeführt:

1. für eine über die ganze Stützweite und den Raum zwischen den Hängepfosten gleichförmig verteilte Belastung von 0,460 t/m²;
2. für eine gleichartige 4 mal so große Belastung, d. h. für 1,840 t/m², und
3. für eine Belastung wie unter 1. und einen Winddruck von 0,170 t/m².

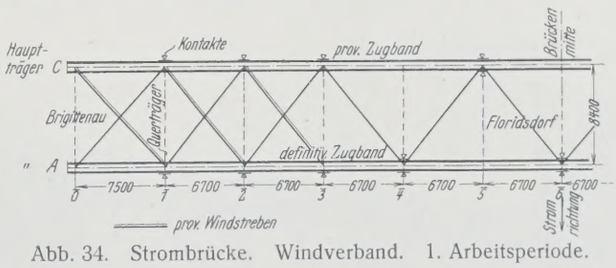


Abb. 34. Strombrücke. Windverband. 1. Arbeitsperiode.

Die statische Untersuchung der während der ersten Bauperiode einstweilig eingebauten Tragwerkteile beschränkte sich hauptsächlich auf die Berechnung der Hilfsträger *C*; alle übrigen Teile der Brücke mit Ausnahme des Windverbandes waren bloß für den endgültigen Zustand zu berechnen. Die Hilfsträger C_2, C_3 und C_4 (Abb. 11), die nach dem Ausbau als endgültige Träger *B* wieder aufgestellt wurden, waren gleich mit dem Träger *A* und erhielten nur ein anderes Zugband.

Zu erwähnen ist noch, daß die statische Untersuchung der Hauptquerträger auch für eine Belastung durch den abgesenkten Hilfsträger durchzuführen war. Hierbei ist angenommen worden, daß die Querträger außer der ständigen und der Verkehrslast des einstweiligen Zustandes das volle Gewicht der Hilfsträger zu übernehmen haben.

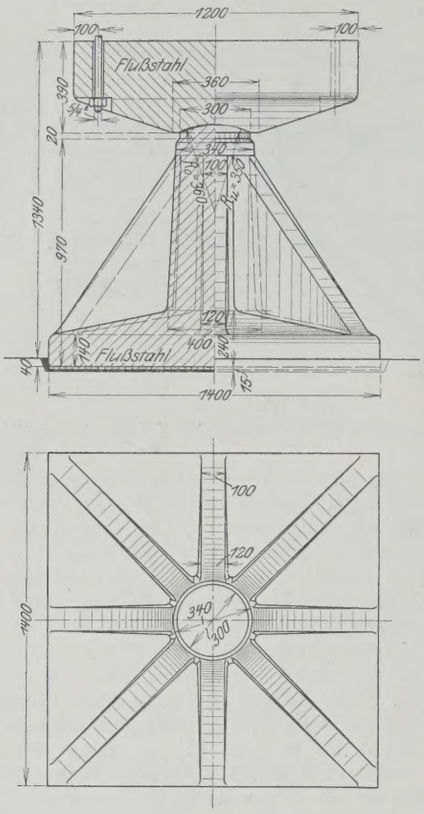


Abb. 35. Strombrücke. Feste Lager.

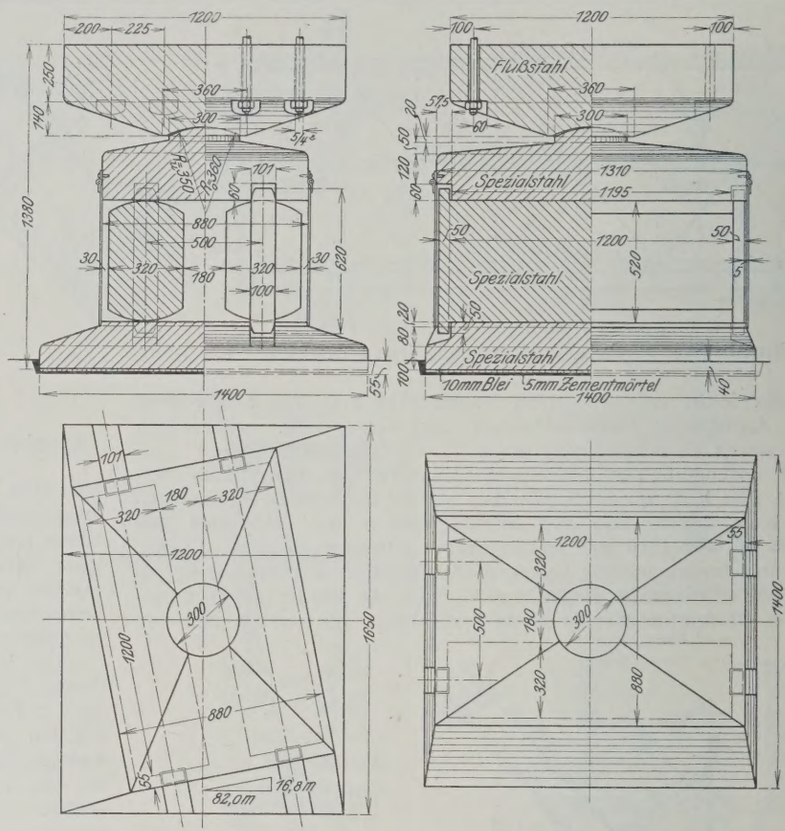


Abb. 37. Strombrücke. Bewegliche Lager.

Zur Vermeidung von Nebenspannungen und Ermöglichung eines Längenausgleiches zwischen der Fahrbahntafel und den Hauptträgern wurden sämtliche Fahrbahn- und Gehwegträger in der Brückenmitte (Punkt 6) nur einseitig fest angeschlossen und am anderen Ende auf kurze Konsolen gelenkig gelagert.

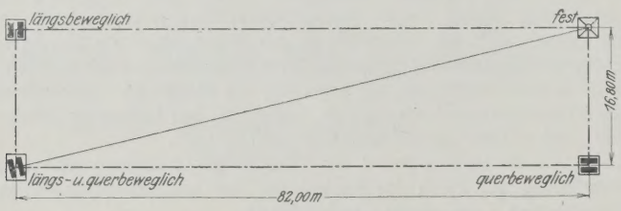


Abb. 36. Strombrücke. Austeilung der Lager.

Zur Untersuchung der Tragwerkuntersichten und der eingebauten Leitungen wurde in jedem Strombrückenfeld ein Fahrgerüst von 26 m Länge und 1,3 m Nutzbreite eingebaut, das mittels zweier Windwerke mit vier Mann leicht fortbewegt werden kann.

Die festen Lager der Flutbrücke sind einfache Bocklager, die beweglichen bestehen aus je zwei seitlich abgenommenen Rollen mit beiderseitigen Zahnangüssen, die in entsprechende Ausnehmungen der Unter- bezw. Lagermittelteile eingreifen.

Die Tragwerke der Strombrücke erhielten mit Rücksicht auf die große Hauptträgerentfernung von 16,8 m, auf einer Seite ein festes (Abb. 35) und ein querbewegliches, auf der anderen ein längs- und ein längsquerbewegliches Lager (Abb. 36). Als Baustoff für die Lager wurde hauptsächlich Sonderstahl verwendet. Als bewegliche Lager (Abb. 37) wurden mit Rücksicht auf eine sichere Druckübertragung bei der Strombrücke sowie bei der Flutbrücke zwei seitlich abgenommene Rollen gewählt, die in beiden Fällen im allgemeinen gleich ausgebildet wurden. Das gleiche gilt hinsichtlich der beweglichen Lager der Kaibrücke, am Pfeiler XVI, die als Einrollenlager, sonst jedoch wie die übrigen beweglichen Lager ausgebildet worden sind. Die unteren Teile der Lager für die Pendelstützen und Hauptträger der Kaibrücke bestehen aus Gußeisen mit eingesetzten Stahlkörpern, die oberen aus Stahl (Abb. 13).

Die Gelenke der Flutbrücke bestehen, so wie jene der Kaibrücke über den Stützen aus Stahlbacken, die sich mit den zylindrisch angearbeiteten Oberflächen in Längserzeugenden berühren. Seitlich festgehalten werden sie durch beiderseitige Zahnangüsse der Oberkörper, die in Ausnehmungen der Unterkörper eingreifen.

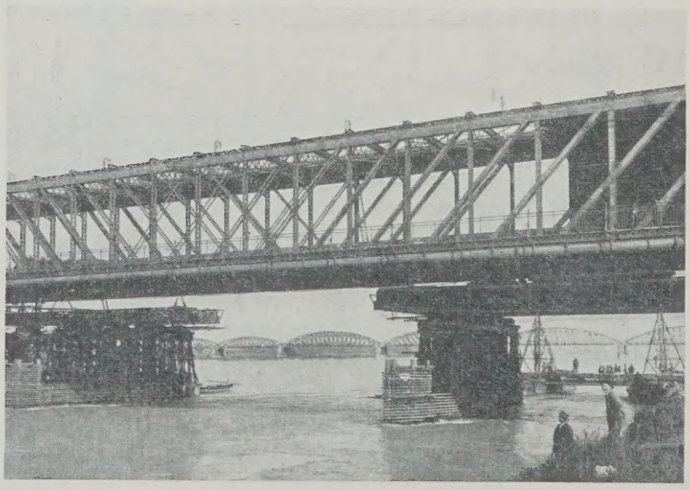


Abb. 38. Strombrücke. Gerüste im Felde S_3 und Ansicht der alten Brücke.

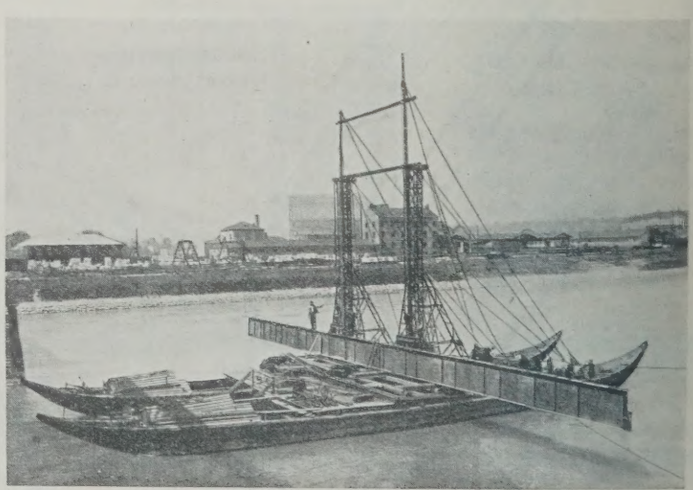


Abb. 38a. Strombrücke. Einschwimmen der Gerüstträger.

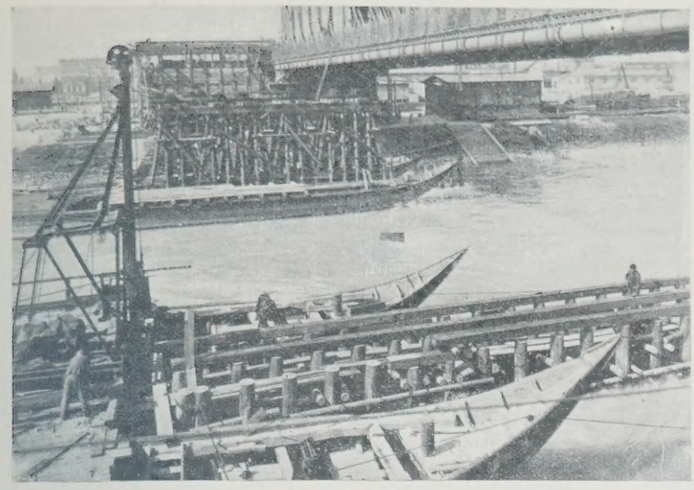


Abb. 39. Strombrücke. Gerüstjoche im Felde S_4. 1. Arbeitsperiode.

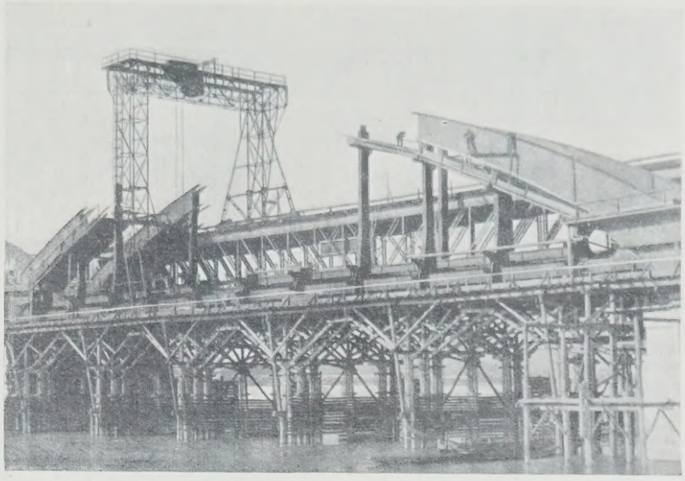
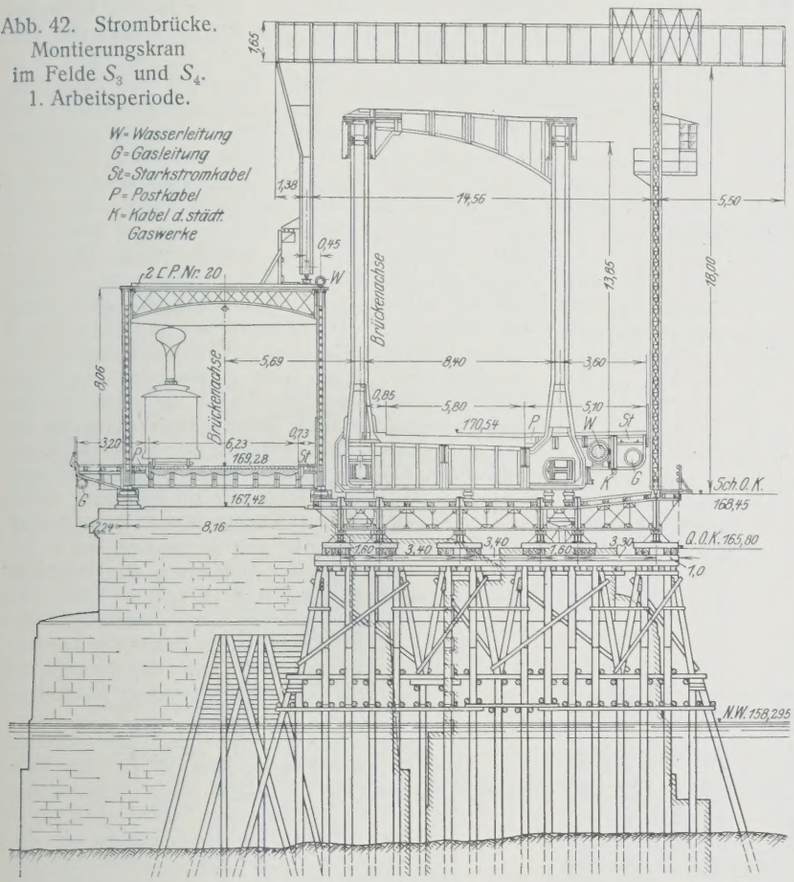


Abb. 41. Strombrücke. Gerüste im Felde S_2. 1. Arbeitsperiode.

Abb. 42. Strombrücke. Montierungskran im Felde S_3 und S_4. 1. Arbeitsperiode.



Zur Entwässerung der Fahrbahn dienen gußeiserne Abflußkasten, die in Entfernungen von 6,7 bis 9 m an die Bordträger angebaut sind. Für die Entwässerung der Isolierschicht wurden in Entfernungen von 3 m in die Bordträger bezw. Schienentröge kurze Abflußröhrchen eingelegt (Abb. 14 u. 15). Für den Schneeabwurf sind Kasten aus Flußstahl eingebaut, die in Entfernungen von 100 m verlegt sind. Für die Bespritzung der Fahrbahn und der Gehwege soll in einem späteren Zeitpunkte eine Wasserleitung von 100 mm Durchm. eingebaut werden, für die stromaufwärts der Brückenachse bereits die nötigen Aufhängepunkte bezw. Ausnehmungen in den Querträgern vorgesehen wurden. Bei der Anfertigung der Sonderentwürfe wurde auf eine leichte Zugänglichkeit und Erneuerung des Anstriches das größte Gewicht gelegt.

Das Geländer der Tragwerke (Abb. 13a) und der stadtseitigen Zufahrtrampe ist durchweg gleich ausgebildet und aus architektonischen Rücksichten kräftig gehalten. Es besteht der Hauptsache nach aus lotrechten Stäben 22 · 22, die im obersten und in den Streifen neben den Ständern durch ringförmige Füllungen miteinander verbunden sind.

Die Aufstellung der Flutbrückentragwerke wurde ohne Schwierigkeiten von leichten Untergerüsten aus teils mit einfachen Holzkranen, teils mit einem eisernen Auslegerkran vorgenommen. Das gleiche gilt hinsichtlich der Montierung der Kaibrücke, wobei nur der dichte Verkehr der darunter gehenden Vollbahn und die zur Verfügung stehende geringe Durchfahrthöhe besondere Aufmerksamkeit erheischten.

Der baulich wichtigste und schwierigste Teil des Brückenbaues war die Montierung der Strombrückentragwerke. Um der Forderung nach einer freien Durchfahrtöffnung von mindestens 32 m Lichtweite in dem jeweilig in Montierung begriffenen Schifffahrtfeld nachzukommen, wählte die Firma Waagner, B. u. K. die diese Arbeiten auszuführen hatte, für das Untergerüst vollwandige Eisenträger, die als Kragträger mit Gelenken im Mittelfelde ausgebildet

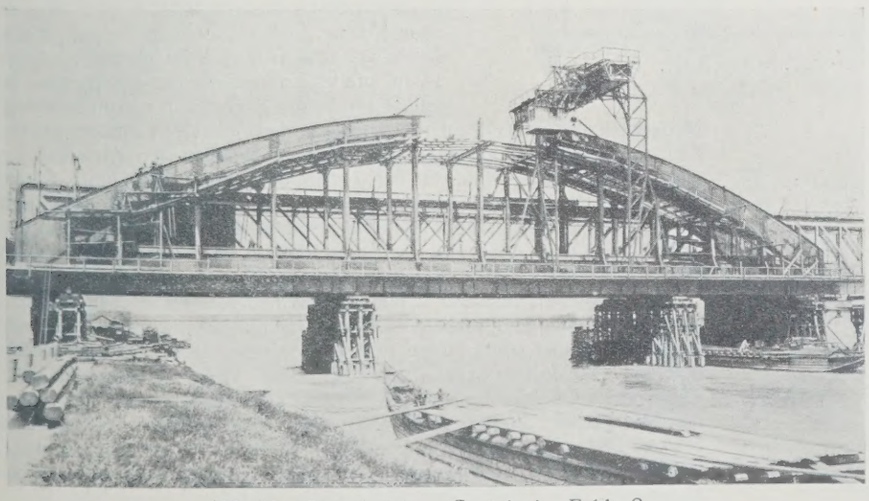


Abb. 40. Strombrücke. Gerüste im Felde S_4. 1. Arbeitsperiode.

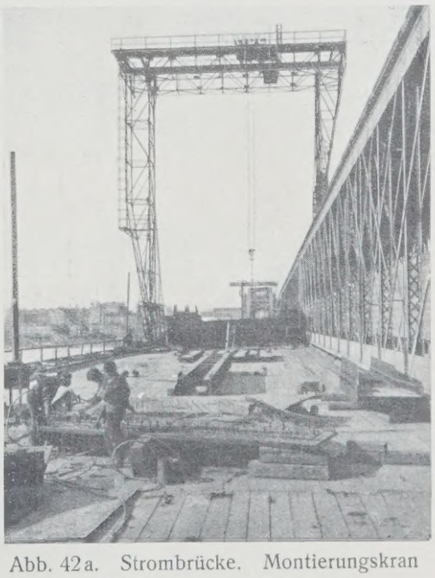


Abb. 42a. Strombrücke. Montierungskran im Felde S_1. 1. Arbeitsperiode.

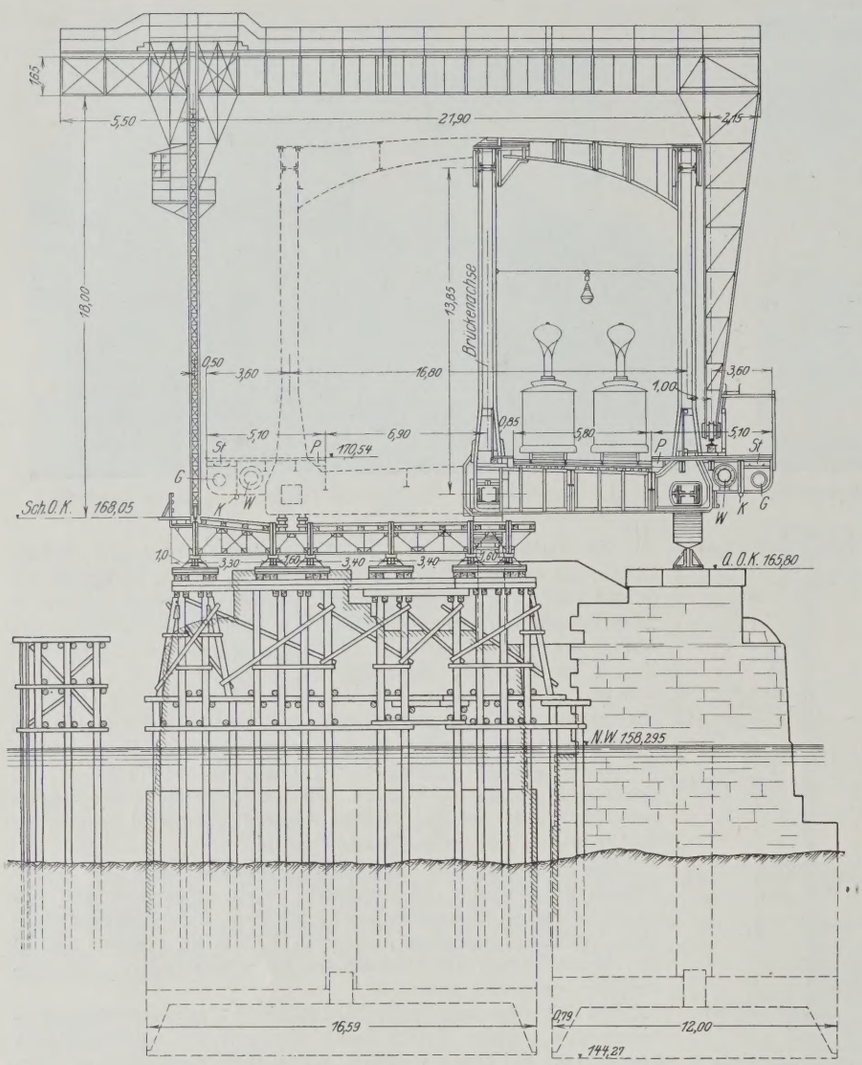
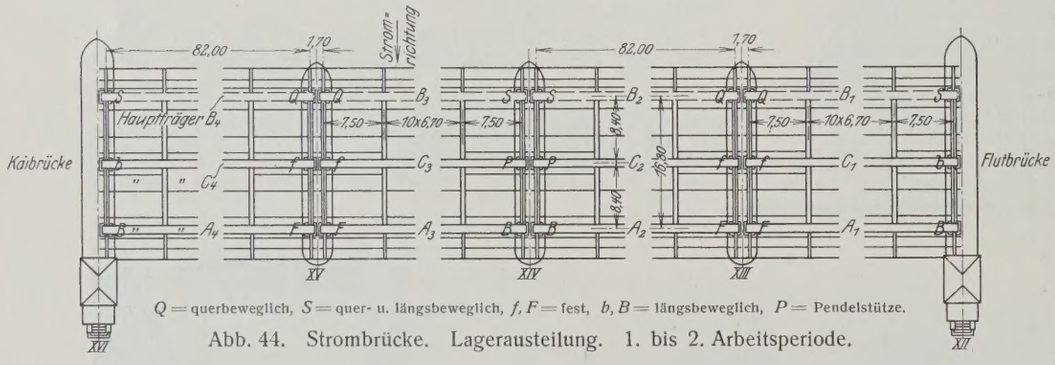


Abb. 43. Strombrücke. Montierungskran im Felde S_3 und S_4. 2. Arbeitsperiode.



Q = querbeweglich, S = quer- u. längsbeweglich, f, F = fest, b, B = längsbeweglich, P = Pendelstütze.

Abb. 44. Strombrücke. Lagerausteilung. 1. bis 2. Arbeitsperiode.

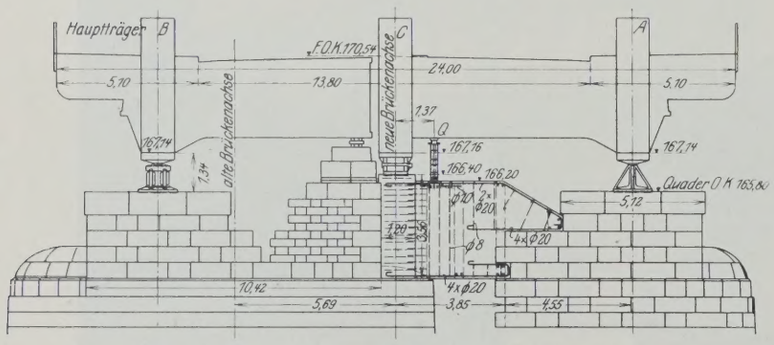


Abb. 45. Strombrücke. Auflagerung der Hauptträger am Pfeiler XIII (XV). 1. bis 2. Arbeitsperiode.

waren. Hierzu gelangten in jeder Bauperiode sechs je 1400 mm hohe Vollwandträger (Abb. 38) zur Aufstellung, die stets in ganzen Längen eingebaut (Abb. 38a) und auf zwei- bezw. dreireihigen Jochen (Abb. 39 u. 40) abgelagert wurden. In den zwei linkseitigen, von der Schiffahrt nicht benutzten Öffnungen konnte mit Holzgerüsten — doppelte Sprengwerke zu 14 m Stützweite — das Auslangen gefunden werden (Abb. 41).

Zur Montierung der Tragwerke wurden zwei elektrisch betriebene Eisenkrane von 18 bezw. 20 m Nutzhöhe verwendet. Diese waren in der ersten Bauperiode (Abb. 42 u. 42a) derart eingerichtet, daß der Pendelfuß auf dem Untergerüst, der feste Fuß, 8,5 m höher, auf dem Obergurt der bestehenden Brücke seine Laufbahn erhielt. Dies konnte deswegen geschehen, weil nach dem Entfernen des abwärtigen Gehweges der alten Strombrücke und der darin eingebauten Leitungen, der dem Straßenbahngleis näher gelegene Hauptträger nicht weniger beansprucht war als der abwärtige, wenn dieser vom Verkehr und dem arbeitenden Kran benutzt wurde. Die stromaufwärtige Kranschiene lag hierbei auf Langhölzern, die zwischen zwei Trägern I 24 verlegt waren, diese wieder lagen auf je zwei in Abständen von 3,67 m (Knotenweite der alten Brücke) voneinander entfernten, querverlegten ⊏-Eisen 20.

Die Einrichtung der Krane für die zweite Bauperiode (Abb. 43), die zwecks Umbaues von den Obergurten der neuen Brückenhälfte aus unterfangen wurden, war derart getroffen, daß der Pendelfuß nunmehr auf dem Untergerüst und der feste auf dem, auf den Konsolen der im Verkehr befindlichen Brückenhälfte verlegten Gleis lief. Die Kranschiene des abwärtigen Gleises kam hierbei auf Langhölzer zu liegen, die zwischen 2 I 35 verlegt waren. Die Kranbahn wurde mit Rücksicht auf den nebengehenden Verkehr beiderseits eingeplankt. Die Tragfähigkeit der Krane betrug 10 t. Ihre Spurweite in der ersten Bauperiode war 14,5 bezw. 12,6 m, in der zweiten 21,9 bezw. 19,8 m. Die Verschiedenheit der Spurweiten ergab sich daraus, daß die Firma Waagner, B. u. K. ihren Kran (Abb. 42 u. 43), der außerdem einen 5,5 m langen Ausleger erhielt, außerhalb der Konsolen der fertigen Brücke laufen ließ, während der Kran der Firma Gridl (Abb. 41 u. 42a), der keinen Ausleger besaß und auch für die Arbeiten des Werkes Witkowitz zur Verfügung stand, innerhalb der Konsolen lief. Die beiden Krane unterschieden sich noch dadurch voneinander, daß der erstere, der in der ersten Bauperiode auch bei der Montierung der Flutbrücke in Verwendung stand, im Gegensatz zu dem im Gitterwerk ausgeführten zweiten, eine vollwandige Kranbrücke erhielt. Beide Krane bewährten sich sehr gut, nur hatte der erstere unter den zeitweise auf der Baustelle herrschenden starken Windstößen zu leiden.

Die Auflagerung der Hauptträger (Abb. 44), die im einstweiligen Bauzustande, bei Vollbelastung als Hilfsträger, einen Auflagerdruck von 430 t zu übernehmen hatten, geschah in der ersten Bauperiode stromabwärts auf den endgültigen Lagern, stromaufwärts (Hilfsträger C) auf den abwärtigen Vorköpfen der Pfeiler XIII u. XV (Abb. 45) bezw. XIV (Abb. 46 u. 46a) der alten Brücke. Diese boten bei einer oberen Breite von 3,48 m noch Platz für ebenso lange, 1,2 m breite Lagersteine aus Eisenbeton, die mit je zwei Rippen gegen das stromaufwärtige Mauerwerk der neuen Pfeiler verspannt waren. Auf den Pfeilern XII und XVI, bei denen das Verbindungsmauerwerk zwischen den alten und den neuen Pfeilerteilen schon in der ersten Bauperiode ausgeführt werden konnte, wurden diese Quader in das Mauerwerk eingebunden. Die Eisenbeton-Quader erhielten auf den Pfeilern mit festen Lagern (XIII u. XV) eine Höhe von 3,56 m (Abb. 45), auf den Pfeilern mit beweglichen Lagern (XII u. XVI bezw. XIV) eine solche von 1,725 bezw. 1,150 m (Abb. 46).

Da man die Hilfsträger C, um sie spannungslos zu machen, vor dem Ausbau anheben und ihre Stützen entfernen mußte, wurden ihre Lager derart ausgebildet, daß in diese zwei Wasserdruckpressen eingebaut werden konnten. Die festen Lager (Pfeiler XIII u. XV, Abb. 45) bestanden daher aus je einem Ober- und einem Unterteil mit zwischenliegendem Kippzapfen, die beweglichen (Pfeiler XII u. XVI) aus je zwei seitlich abgenommenen 520 (am Pfeiler XII 400) mm hohen Rollen (Abb. 47). Zum Anheben dieser Punkte wurden an den Trägerenden Konsolen eingebaut und entsprechend ausgesteift. Da es bedenklich erschien, die beweglichen Lager auf dem Pfeiler XIV, mit Rücksicht auf die verhältnismäßig große Höhe über dem Pfeilerkopf

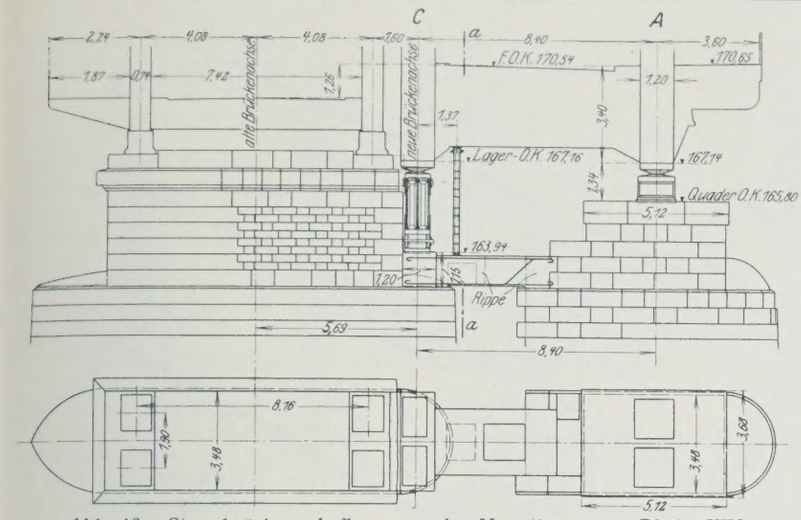


Abb. 46. Strombrücke. Auflagerung der Hauptträger am Pfeiler XIV. 1. Arbeitsperiode.

und die nicht vollwertige Verspannung ebenso hoch zu legen wie die festen, erhielten diese anstatt Rollen entsprechend ausgebildete Pendelstützen (Abb. 46, 46a u. 48). Die Unterteile dieser Stützen waren gleich mit denen der festen Lager, während zu den Oberteilen die Oberteile der endgültigen beweglichen Lager genommen wurden.

Nach dem Fertigstellen der stromabwärtigen Brückenhälfte wurde diese einer Probebelastung unterzogen, und zwar sowohl mit ruhender wie mit rollender Last. Zugleich wurden, noch vor dem Eröffnen des Verkehrs, die Krane umgebaut und ihre Gleise verlegt. Nunmehr wurden die Gerüste entfernt und in die stromaufwärtige Hälfte übertragen. Sämtliche Pfähle mußten mit Rücksicht auf die Schiffahrt gezogen werden. Nach dem Eröffnen des Verkehrs und Herstellen der Gerüste in der aufwärtigen Brückenhälfte wurde mit den Kranen zunächst die alte Brücke abgetragen und sodann in einem Felde sofort mit dem Aufstellen des stromaufwärtigen, endgültigen Hauptträgers *B* begonnen. Die Verbindung der stromaufwärtigen Querträgerhälften mit den abwärtigen geschah zunächst nur lose mit einfachen Heftschrauben. Zur Verbindung der stromaufwärtigen Hälften der in den drei mittleren Hängepfosten ein-

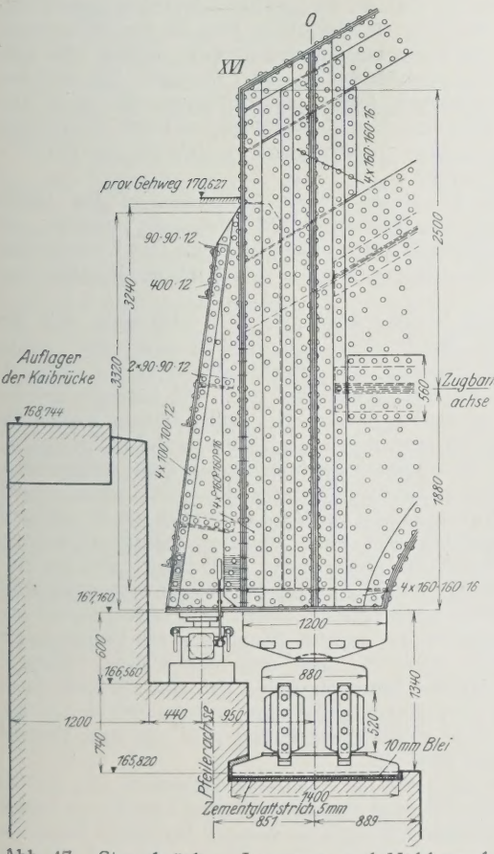


Abb. 47. Strombrücke. Lagerung und Hubkonsolen der Hauptträger *C* auf dem Pfeiler XVI (XII).

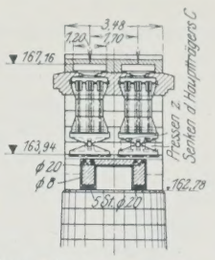


Abb. 46a. Strombrücke. Anordnung der Pendelstützen am Pfeiler XIV.

gebauten Querriegel wurden eigene Bügel, bestehend aus einem Stehblech 800 · 13 und je zwei Gurtwinkeln 140 · 140 · 14 (Abb. 49) gewählt, die mit jenen der unteren Hälften, über den Obergurt der Hilfsträger *C* hinweg, ebenfalls nur lose verbunden wurden.

Das gleiche gilt für den Windverband der stromaufwärtigen Brückenhälfte, der einerseits am Zugband der Hilfsträger *C* anschließt und zunächst nur lose eingelegt wurde. Nach dem Einrichten und Verschrauben der Träger *B* wurden diese in allen Stößen fertig vernietet und freigelassen. Nun wurden die oberen Querverbindungen endgültig miteinander verbunden und die aufwärtigen Hälften der Hauptquerträger 1—6—1 in den wagerechten Nietreihen mit den abwärtigen gemeinsam auf den richtigen Durchmesser aufgerieben und vernietet. Die abwärtigen Enden der aufwärtigen Endquerträgerhälften wurden hierbei auf die Mauerreste der alten Pfeiler abgestützt (Abb. 45). Sodann wurden die aufwärtigen Verbindungen der stromabwärtigen Endquerträgerhälften mit den Hilfsträgern *C* gelöst, die Endquerträger unterfangen (Abb. 46 u. 50) und die Verbindungen in den Querverbänden der stromabwärtigen Trägerhälften mit den Hilfsträgern *C* (Abb. 31) gelöst. Nunmehr wurden die Träger *C* angehoben, die Kippzapfen (Abb. 48) herausgezogen und die Pressen soweit nachgelassen, daß diese noch einen Druck von 60 t zeigten. Dadurch wurden die Hilfsträger *C* mittels ihrer Hängepfosten auf die Hauptquerträger abgestützt. Der zum Anheben der Stützpunkte erforderliche Druck berechnete sich mit rd. 400 t und wurde auf den eingebauten Manometern auch stets abgelesen. Das Anheben und Nachlassen der Träger geschah absatzweise, wobei die Höhenänderungen der einzelnen Knotenpunkte beobachtet wurden. Während dieser Arbeiten, die insgesamt viermal vorzunehmen waren und jedesmal etwa 4 bis 5 Stunden Zeit beanspruchten, wurde der Straßenverkehr auf der Brücke eingestellt.

Nunmehr wurden die mittleren Stöße der Bogengurte *C* gelöst und die Teile stückweise ausgebaut, um in der nächsten Öffnung wieder aufgestellt zu werden. Die Stöße und Obergurtlamellen dieser Träger wurden in der ersten Bauperiode zwecks schnelleren Ausbaues nur zur Hälfte vernietet, zur anderen Hälfte verschraubt, die Querverbindungen nur verschraubt (Abbild. 51). Zum Verschrauben wurden gedrehte Schraubenbolzen mit 1/100 Anzug verwendet, die in eben solche Löcher eingezogen wurden. Die einstweilig vernieteten Nietlöcher, sowie die verjüngt ausgebohrten Schraubenlöcher dieser Träger, die im einstweiligen Zustande um 2 mm schwächer gehalten wurden, wurden im endgültigen Zustande auf den richtigen Durchmesser aufgerieben und plangemäß vernietet.

Nach dem Entfernen der mittleren Gurtteile wurden sofort die oberen Querver-

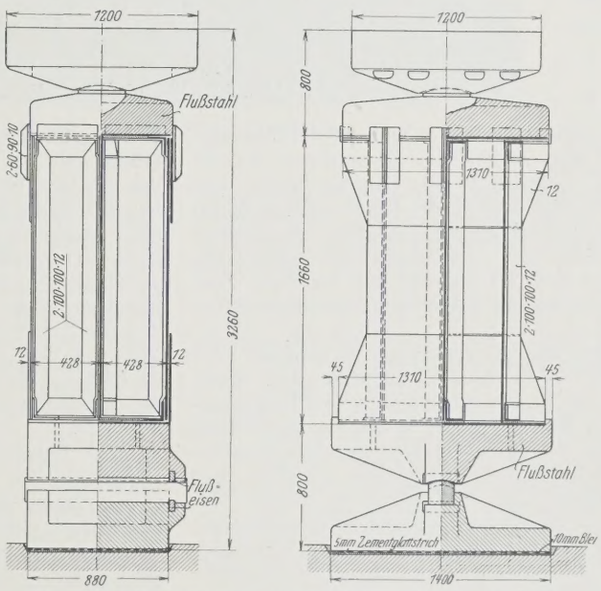


Abb. 48. Strombrücke. Pendelstützen am Pfeiler XIV.

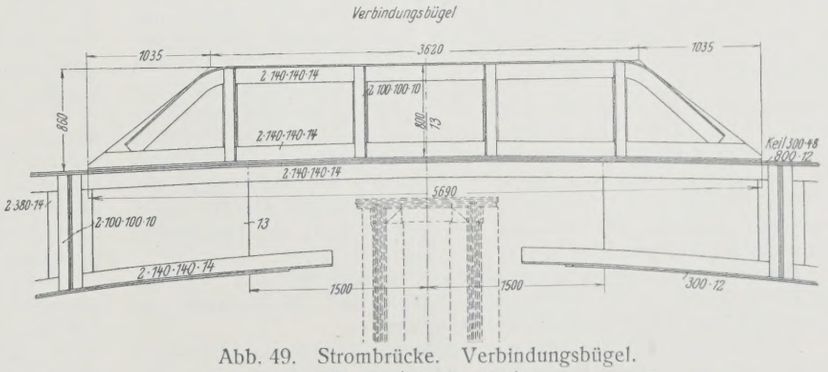


Abb. 49. Strombrücke. Verbindungsbügel. 1. bis 2. Arbeitsperiode.

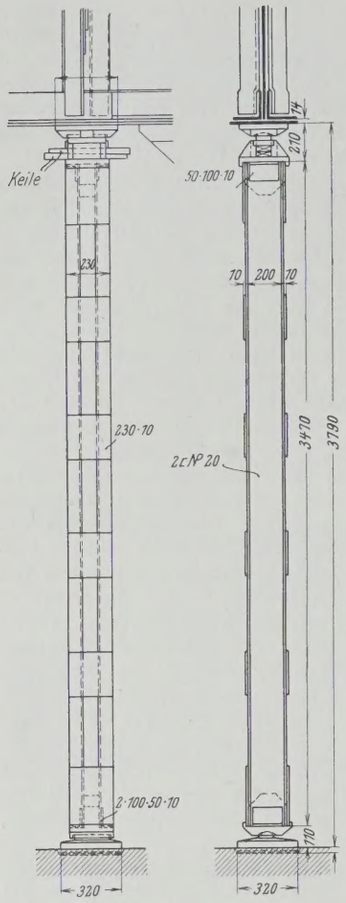


Abb. 50. Strombrücke. Stützen zum Unterfangen der Endquerträger am Pfeiler XIV. 1. bis 2. Arbeitsperiode.

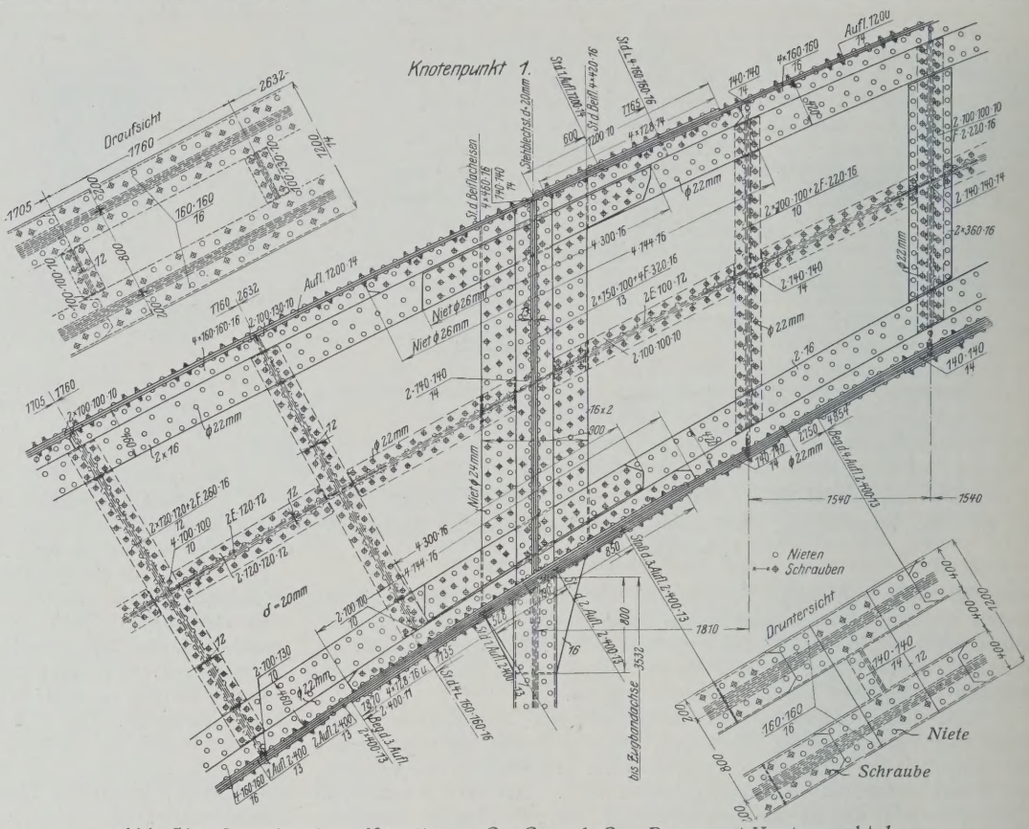


Abb. 51. Strombrücke. Hauptträger C_2, C_3 und C_4. Bogengurt-Knotenpunkt *1*.

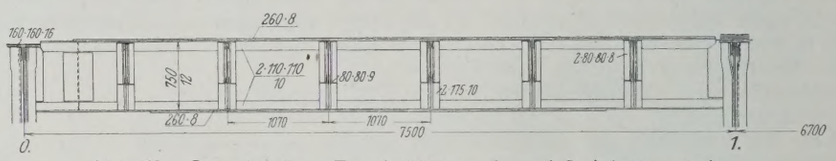


Abb. 52. Strombrücke. Einschaltträger, 1. und 2. Arbeitsperiode.

bände in den mittleren Teilen ergänzt, vernietet und die Verbindungsbügel entfernt. In einem mit dem Ausbau der Hängepfosten wurden die oberen Decklaschen und Stoßwinkel der Hauptquerträger eingebaut und fertig vernietet. Zugleich wurden die flußabwärtigen Enden der Zwischenquerträger mit den flußaufwärtigen verbunden, ausgerieben und vernietet. Nach dem Ausbau der Hauptträgerenden wurden die Zwischenstücke der Endquerträger (Abb. 27) eingelegt und vernietet. Zum Schluß fand noch das Einrichten und Vernieten der aufwärtigen Windverbandhälften statt.

Das Zugband der Hilfsträger, das im endgültigen Bauzustande der Brücke nur mehr als Längsträger (Abb. 24 u. 32) zu wirken hat, wurde nach dem Ausbau der Bogengurte in den Stößen über den Hauptquerträgern 2, 4 und 6 abgenietet. In diese Nietlöcher wurden zur Vermeidung von Nebenspannungen Schrauben mit um 2 mm kleinerem Bolzendurchmesser eingezogen. Der restliche Teil des Zugbandes zwischen den Hauptquerträgern 0 bis 1, wo dieses bloß als Zugband zu wirken hatte und als Längsträger auch schon in der ersten Bauperiode durch einen Einschaltträger (Abb. 52) ersetzt war, wurde nach dem Ausbau der Hilfsträger entfernt. Dasselbe geschah auch mit den in der ersten Bauperiode zwischen den Knoten 0—1—2—3 eingebauten Gegenstreben des einstweiligen Windverbandes (Abb. 34).

Die Zugfestigkeit des zu dem Brückenbau verwendeten Flußeisens lag bei sämtlichen Tragwerken innerhalb der bedingnisgemäß festgesetzten Grenzen von 36 bis 45 kg/mm², beim Nieteisen zwischen den Grenzen von 35 bis 40 kg/mm². Das Produkt aus Festigkeit in kg/mm² mal Dehnung in Hundertteilen unterschritt in keinem Fall die vorgeschriebene Ziffer 100 für Längs- und 90 für Querproben sowie 110 für Nieteisen. Der verwendete Flußstahl zeigte Zugfestigkeiten von 60,9 bis 78,6 kg/mm², der Sonderstahl solche von 75,7 bis 86,2 kg/mm², und Dehnungen von 10,8 bis 22,0 bezw. 8,1 bis 16,4 %. Die Zugfestigkeit des Gußeisens schwankte zwischen den Grenzen von 13,6 bis 20,1, die Druckfestigkeit zwischen 55,2 und 91,8 kg/mm².

Die größten zulässigen Beanspruchungen betrugen (800 + 3 1 =) 1046, bei Berücksichtigung des Winddruckes 1200 kg/cm², für Nieteisen auf Abscherung 700, auf Leibungsdruck 1800 kg/cm².

Als Einheitspreis für die Lieferung, Anarbeitung, Montierung, einmaligen Grund- und zweimaligen Deckanstrich der Eisentragwerke für die Flutbrücke galt ein Betrag von 600 Kr/t, für die gleichen Leistungen in der Strombrücke galt bei dem endgültig einzubauenden Material der Einheitspreis von 709 Kr/t, bei dem zeitweilig einzubauenden ein Betrag von 1000 Kr/t, für die Kaibrücke 540 Kr/t und für das Geländer 690 Kr/t. Die im Jahre 1913 vereinbarten Einheitspreise haben jedoch zufolge der durch den Krieg hervorgerufenen wirtschaftlichen Umwälzungen im Laufe der Arbeiten wiederholte Änderungen erfahren und wurden von Jahr zu Jahr den Verhältnissen entsprechend erhöht.

Die Sonderentwürfe für diesen Brückenbau wurden in den Jahren 1912 und 1913 aufgestellt. Im Spätherbst 1912 wurden die Unterbau- und im Frühjahr 1913 die Überbauarbeiten ausgeschrieben. Der Durchführung der Arbeiten lag ein zeitlich begrenztes, genau umschriebenes Bauprogramm zugrunde.

Die Unterbauarbeiten wurden Ende April 1913 eingeleitet, mit der Aufstellung der Gerüste für die Montierung der Eisentragwerke wurde anfangs Dezember 1913 begonnen. Die Arbeiten gingen bis zum Ausbruch des Krieges rasch und programmgemäß vor sich. Mit Rücksicht auf die besondere Wichtigkeit der Brücke für den öffentlichen Verkehr wurden sie zwar während der Kriegszeit sowohl, wie auch während der nachfolgenden Jahre nie unterbrochen; sie verzögerten sich jedoch sehr bald, insbesondere machte sich der Mangel an vollwertigen Arbeitskräften stark fühlbar. Trotzdem konnte die stromabwärtige Hälfte der Brücke mit einer nur $1^1/_4$ jährigen Verspätung am 2. Dezember 1916 dem Verkehr übergeben werden. Anschließend daran begann das Abtragen der alten Brücke und die Einleitung der Arbeiten für die zweite Bauperiode. Wegen Schwierigkeiten bei der Zufuhr der Baustoffe und wegen des immer mehr fühlbar werdenden Mangels an diesen mußte in der zweiten Bauperiode das Bauprogramm abgeändert werden. Dies sowie die bald nach dem Umsturz hinzugekommenen Geldschwierigkeiten hatten zur Folge, daß sich die Arbeiten in dieser Bauperiode noch mehr verzögerten und daß die Brücke erst am 8. November 1923 in ihrer vollen Breite fertiggestellt und dem Verkehr übergeben werden konnte (Abb. 53).

Fördernd bei dem Bau waren die Nähe einer Hauptbahn und die im genügenden Ausmaße zur Verfügung gestandenen, leicht erreichbaren Lager- und Bauplätze, sowie die vom Anbeginn an von den beteiligten Bauunternehmungen vorgesehenen, großzügig angelegten Baueinrichtungen. Ebenso bewährt hat sich die gründliche Vorbereitung der Bauentwürfe und die

Errichtung einer Bauleitung an Ort und Stelle, die sowohl mit der Aufstellung der allgemeinen wie mit der Verfassung und Bearbeitung der Sonderentwürfe betraut war.

Der Umbau der Brücke war an die Bedingung geknüpft, daß die Gemeinde Wien zu den im Jahre 1912 mit 12 Mill. Kr. (= 10 Mill. Mark) veranschlagten Gesamtkosten des Baues einen Beitrag von 4 Mill. Kr. vorweg zu leisten und nach Maßgabe des Baufortschrittes flüssig zu machen hat. Der Donau-Regulierungs-Fonds selbst hatte hierzu 1 Mill. Kr. beizutragen, der Rest war aus den Beiträgen der Kurien, aus denen sich die Donau-Regulierungs-Kommission zusammensetzte, Staat, Land Niederösterreich und Gemeinde Wien je zu gleichen Teilen aufzubringen. Die beim Abtragen der alten Brücke gewonnenen Baustoffe sollten, insoweit sie nicht beim Umbau Verwendung fanden, an die Gemeinde Wien übergehen. Die Brücke war nach der Vollendung, unter Aufrechterhaltung ihrer Widmung für den öffentlichen Verkehr, in das Eigentum und die Erhaltung der Gemeinde Wien zu übernehmen.

Die Ausführung aller mit dem Umbau zusammenhängenden Arbeiten, mit Ausnahme der Anschüttung und Verbreiterung der linkseitigen Rampe und der anschließenden Zufahrtstraße, oblag der Donau-Regulierungs-Kommission. Die letztgenannten Arbeiten, für die diese nur einen Beitrag zu leisten hatte, besorgte die Gemeinde Wien. Die Verlegung der Trinkwasserleitung aus den flußabwärtigen Konsolen der alten Strombrücke, den Ein- und Ausbau der Straßenbahngleise, der Beleuchtungsmaste, der Gas- und elektrischen Leitungen, mit Ausnahme der Beleuchtung der Schifffahrtsignale, den Einbau der Wasserleitungen, sowie die Lieferung aller dazugehörigen Baustoffe und Einrichtungen übernahm die Gemeinde Wien auf ihre Kosten. Die Donau-Regulierungs-Kommission hatte nur die Herstellung der Stützpunkte und Lagerungen für die Einbauten zu besorgen. Der Ein- und Ausbau der Postkabel oblag der Postverwaltung. Die Rohrpostanlage und der Einbau der ebenfalls vorgesehenen Wasserleitung zur Bespritzung der Fahrbahn und Gehwege wurden zunächst nicht ausgeführt.

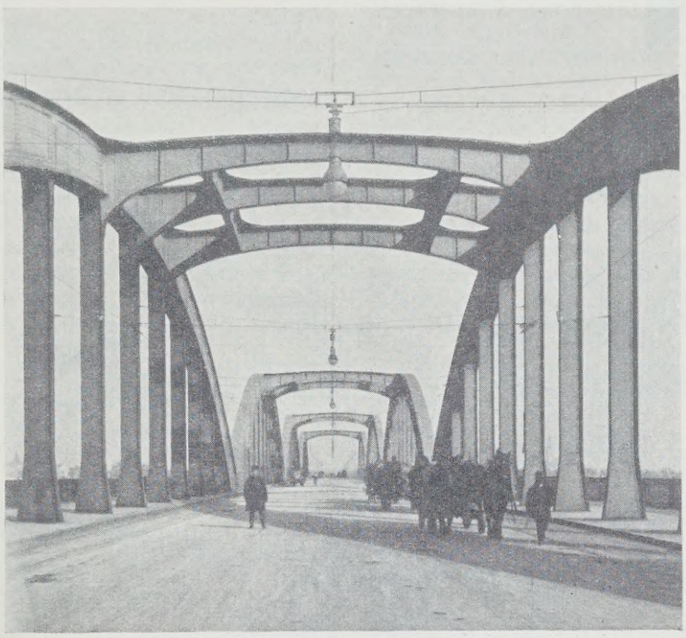


Abb. 53. Strombrücke. Durchsicht.

Das gewählte Montierungsverfahren hat sich durchweg bewährt. Es hat zwar gegenüber anderen den Nachteil einer längeren Bauzeit, die bei diesem Bau mit dem etwa $1^1/_2$fachen der gewöhnlichen angenommen werden darf. Dagegen besitzt es den großen Vorteil der vollständigen Unabhängigkeit von allen Notbauten und den einer unbedingten Sicherheit bei der Aufrechterhaltung des Verkehrs. Infolgedessen wird es auch bei Herstellungen geringeren Umfanges für gewöhnlich nicht angewendet werden, hingegen in Fällen, die große und kostspielige Notbauten erfordern, mit Vorteil zur Anwendung gelangen können. Im vorliegenden Fall, in dem durch plötzlich eingetretene, unvorhergesehene Ereignisse der Bau auf viele Jahre hinausgezogen wurde — die Gesamtbauzeit dauerte von Ende April 1913 bis Anfang November 1923 —, ist es nur bei dem gewählten Verfahren möglich gewesen, den Verkehr die lange Zeit hindurch vollkommen kosten- und reibungslos abzuwickeln. Jeder Einbau von Notbrücken, die doch nicht für eine so lange Dauer vorgesehen gewesen wären, hätte sich wirtschaftlich unvergleichlich schlechter ausgewirkt, wenn er nicht auch Verkehrsstörungen der schwersten Art nach sich gezogen hätte.

Außer den bereits genannten Unternehmungen für die Ausführung der Unterbauarbeiten und der Eisentragwerke waren beim Bau hauptsächlich die nachfolgenden Unternehmungen tätig: Joh. Schußmann für die Herstellungen der Fahrbahn und Granitsteinpflasterungen, G. Rütgers und Schrabetz & Co., A.-G. für Holzstöckelpflasterungen, Ing. Ed. Ast & Co. für die Eisenbetonplatten der Gehwege und Teerag-A.-G., Bauabteilung „Asdag“ für Asphaltarbeiten.

Mit der Verfassung der Vorentwürfe für diesen Brückenbau wurde, unter Mitwirkung des Ing. Dr. K. Haberkalt, Prof. Ing. Dr. Fr. Postuvanschitz betraut. Die Aufstellung der Sonderentwürfe und die Leitung der Arbeiten an Ort und Stelle oblagen dem Verfasser, der hierbei von den Ingenieuren N. Wittmann, A. Smola, Dr. E. Cecerle tatkräftig unterstützt wurde. Die Namen jener Ingenieure, die sich um den Bau besonders verdient gemacht haben, wurden für die Nachwelt auf einer im Stiegenhaus des rechtseitigen Strompfeilers angebrachten Gedenktafel festgehalten.

Die für die Ausführung der Arbeiten vorgesehene Bauzeit von $4^1/_2$ Jahren wurde zwar bedeutend überschritten, doch wäre sie unter den Verhältnissen, wie sie bei Beginn des Baues geherrscht haben, nicht schwer einzuhalten gewesen. Daß es jedoch trotz aller Hemmungen gelungen ist, diesen großen Brückenbau fachgemäß und wirtschaftlich durchzuführen, ist nicht zuletzt ein Beweis von dem zielbewußten, umsichtigen Vorgehen der Bauleitung und von der Gewissenhaftigkeit der Bauunternehmungen. Dies zeigt auch der Umstand, daß sich während der langen Bauzeit, trotz der Gefährlichkeit der Arbeiten, namentlich beim Herausheben des abgestürzten Senkkastens sowie beim Aufstellen und Abtragen der eisernen Überbauten für die Strombrücken wenig Unglücksfälle ereignet haben und auch diese stets nur auf eine Verkettung von Zufälligkeiten zurückzuführen waren.

Die neue Floridsdorfer Brücke, die mit ihrer einfachen architektonischen Ausgestaltung trotz der Mächtigkeit der Anlage einen gefälligen, in die Landschaft vorteilhaft sich einfügenden Eindruck macht, ist nicht nur eine Sehenswürdigkeit der Bundeshauptstadt Wien, sondern auch ein sichtbares Zeichen der Leistungsfähigkeit österreichischer Industrie und der Ingenieure Österreichs.

Bisherige Veröffentlichungen über den Brückenbau.

„Neubau der Kaiser-Franz-Josef-Brücke über die Donau in Wien“. Ing. Rud. Reich, Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, 1914, Heft 22.

„Neubau der Kaiser-Franz-Josef-Brücke über die Donau in Wien“. Baudirektion der n. ö. Donau-Regulierungs-Kommission, Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, 1916, Heft 44 und 45.

„Die Eisen-Beton-Caissons beim Neubau der Kaiser-Franz-Josef-Brücke über die Donau in Wien“. Baudirektion der n. ö. Donau-Regulierungs-Kommission, Zeitschrift für Betonbau, 1917, Heft 9 und 10.

„Der Neubau der Kaiser-Franz-Josef-Brücke über die Donau in Wien“. Ing. Dr. Karl Haberkalt, Deutsche Bauzeitung, 1917, Nr. 29, 30 und 33.

„Die Floridsdorfer Brücke über die Donau in Wien“. Ing. Ant. Hafner, Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, 1925, Heft 47.

„Die neue Floridsdorfer Brücke über die Donau in Wien“. Ing. Ant. Hafner, Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins, 1927, Heft 21/22 und 25/26.

Neuzeitliche Bagger- und Absetzer-Maschinen der Fried. Krupp A.-G. in Essen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Geheimrat **Buhle**, Professor in Dresden.

Nachdem ich in der „Bautechnik“ 1923, Heft 20, S. 185 u. f. (vergl. auch die Fußnote daselbst)[1]), die Eimerkettenbagger der genannten Firma behandelt habe, möchte ich nach einer im Herbst 1926 unternommenen Studienreise nach dem Westen Deutschlands anschließend berichten über Kruppsche 1. Schwenkbagger, 2. Kratz- oder Schrämbagger, 3. Schaufel-Rinnenbagger, 4. Bagger mit Gurtförderern und 5. Absetzer.

[1]) S. a.: Garbotz, „Die Bautechnik“ 1925, Heft 21, S. 276 u. f. („Elektrischer Baggerantrieb“).

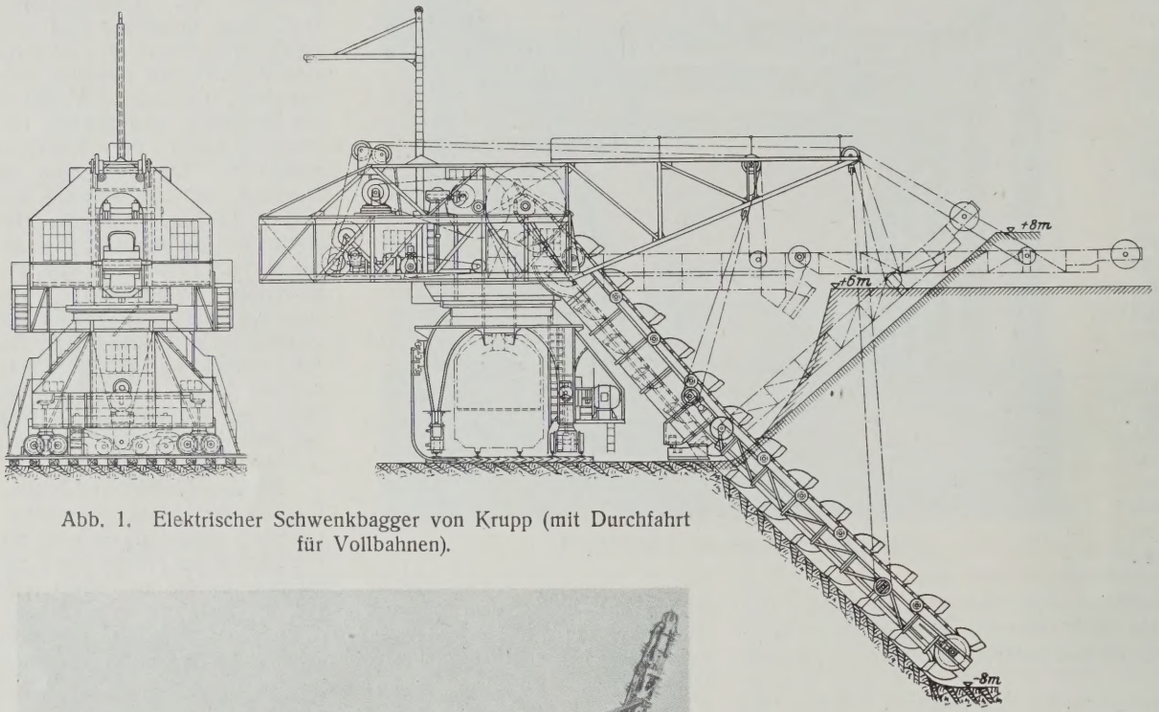


Abb. 1. Elektrischer Schwenkbagger von Krupp (mit Durchfahrt für Vollbahnen).

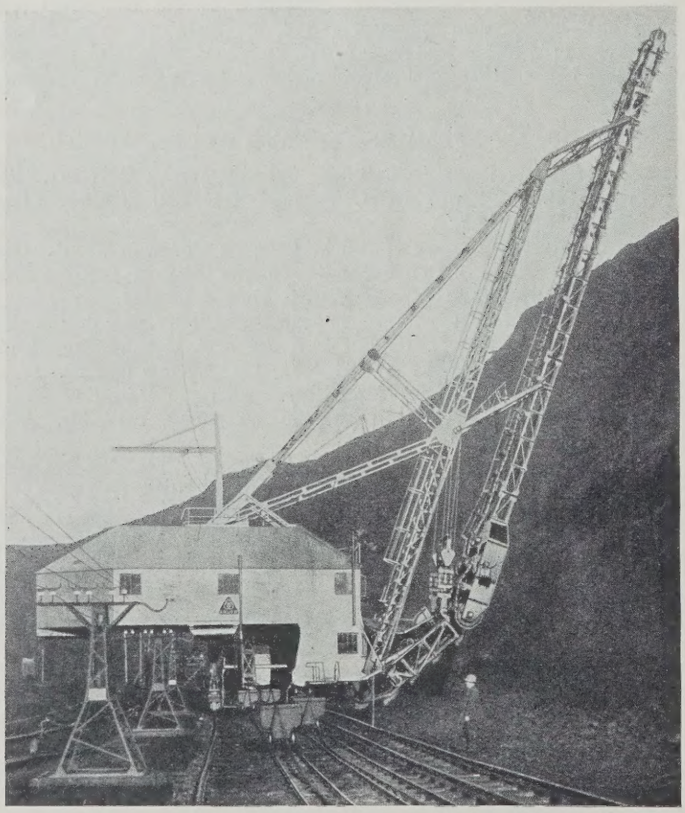


Abb 2. Kratzbagger (EK 300 35) für elektrischen Antrieb (Braunkohlengrube).

1. Schwenkbagger.

Der in Abb. 1 dargestellte Schwenkbagger wird in verschiedenen Größen für Durchfahrt von Voll- und Schmalspurbahnen, mit 200-, 250- und 300-Liter-Eimern gebaut. Die übersichtliche und zugängliche Anordnung der maschinellen Teile gestattet leichte Bedienung und raschen Ausbau.

Das auf drei Punkten abgestützte, als Tor durchgebildete Untergestell trägt den auf Kugeln gelagerten, schwenkbaren Baggeroberteil. Die Kugelbahnen sowie der Schwenkzahnkranz sind aus bestem geschmiedeten Sonderstahl hergestellt und vollständig gegen Flugsand geschützt. Die Kugeln können während des Betriebes nachgesehen und ausgewechselt werden. Der Bagger ist besonders geeignet für getrennte Gewinnung des Abraums bei Schichtlagerung verschiedener Bodenarten; ferner für Gruben mit geringer Mächtigkeit der Kohle und des Deckgebirges, indem der Bagger bald als Hochbagger das Deckgebirge abträgt, bald als Tiefbagger in der Kohle arbeitet. Infolge seines schwenkbaren Oberteils ist der Bagger in der Lage, am Ende des Abraumstoßes sich freizuschneiden. Dadurch kann er auch zum Vortreiben von Einschnitten und Kanälen benutzt werden. Die Schwenkbaggertypen sind aus Zahlentafel 1 ersichtlich:

Zahlentafel 1. Schwenkbaggertypen.

Typ	Eimerinhalt in l	Stundenleistung in m³ 4fach geschakt theoretisch	Stundenleistung in m³ 4fach geschakt wirklich[1])	Größte Abtraghöhe in m	Größte Abtragtiefe in m	Ausschüttungen in 1 Min. 4fach geschakt	Betriebsmaschinen PS Hauptantrieb	Betriebsmaschinen PS Fahrantrieb	Baggergewicht ohne elektrische Ausrüstung t	Bemerkungen
ES 200	200	360	235	8	6 bis 8	30	125	25	104	mit Durchfahrtprofil für Vollbahnen
ES 250	250	450	290	8	6 „ 8	30	135	30	124	
ES 300	300	540	350	8	6 „ 8	30	135	30	126	
ES 200	200	360	235	8	6 „ 8	30	125	25	99	mit Durchfahrtprofil für Kleinbahnen
ES 250	250	450	290	8	6 „ 8	30	135	30	120	
ES 300	300	540	350	8	6 „ 8	30	135	30	122	

[1]) Wirkliche Leistung in mittelschwerem Boden { bei 10 % Stillstandpausen durch Zugwechsel; „ einem Auflockerungsverhältnis von 1 : 0,85; „ einer Eimerfüllung von 85 %.

2. Kratzbagger.

Die in verschiedenen Braunkohlengebieten vorkommenden Kohlenflöze von hoher Mächtigkeit zwingen dazu, die Abbauhöhe der Bagger immer mehr zu vergrößern. Bis zu etwa 20 m Abtraghöhe kann ein „normaler“ Eimerketten-Trockenbagger als Hochbagger Verwendung finden. Größere Abtraghöhen bis zu 36,5 m werden zweckmäßig mit dem in Abb. 2 dargestellten Kratz- oder Schrämbagger bewältigt. Die unter 60 bis 70° nach oben führende Kratzkettenleiter trägt die im Untergurt der Leiter geführte Kratzkette. Diese wird von der Eimerkette aus über zwei kurze Seitenkratzketten angetrieben.

Die Verbindung der Leiter mit dem Mast ist derart durchgebildet, daß sich die Schneidkante der Schrämzähne genau parallel zum Abbau-

stoß bewegt. Das geräumige Baggerhaus bietet die Möglichkeit einer übersichtlichen Aufstellung der elektrischen Maschinen, einer guten und leichten Zugänglichkeit und Bedienung der gesamten Einrichtung. Zahlentafel 2 zeigt die Haupttypen:

Zahlentafel 2. Kratzbaggertypen.

Typ	Eimerinhalt in l	Stundenleistung in m³ 4fach geschakt theoretisch	Stundenleistung in m³ 4fach geschakt wirklich[1])	Größte Abtraghöhe in m	Ausschüttungen in 1 Min. 4fach geschakt	Betriebsmaschinen PS Hauptantrieb	Betriebsmaschinen PS Fahrantrieb	Baggergewicht ohne elektrische Ausrüstung t
EK 250	250	450	290	36,5	30	135	35	145
EK 300	300	540	350	36,5	30	135	35	147
SK 250	250	450	290	25,0	30	100	30	110
SK 300	300	540	350	25,0	30	100	30	112

[1]) Wirkliche Leistung in mittelschwerem Boden { bei 10 % Stillstandpausen durch Zugwechsel; „ einem Auflockerungsverhältnis von 1:0,85; „ einer Eimerfüllung von 85 %.

Krupp hat einen derartigen Bagger für 25 m größte Abtraghöhe für die Grube „Kohlenquelle" der Hubertus-Braunkohlen-A.-G. in Brüggen geliefert. Der Bagger leistet stündlich etwa 400 Wagen von je 0,75 m³ Inhalt. Die Betätigung des Kohlenbunkerschiebers geschieht durch Druckluft. Die Kettenbahnwagen werden durch eine mit Druckluft geführte Anhalte- und Abstoßvorrichtung unterhalb des Baggerhauses zur Füllung festgehalten bezw. hernach selbsttätig abgestoßen.

Die gegenwärtig größten Kohlenkratzbagger der Welt gewinnen harte Braunkohle von 40 m Flözhöhe in einem Schnitt. Die Stundenleistung beträgt bei 500-1-Eimer etwa 600 Wagen je 0,8 m³. Durch das Tor des Baggers laufen zwei Kettenbahnen; deshalb sind zwei doppelschurrige Kohlenbunker und zwei Anhalte- und Abstoßvorrichtungen vorgesehen.

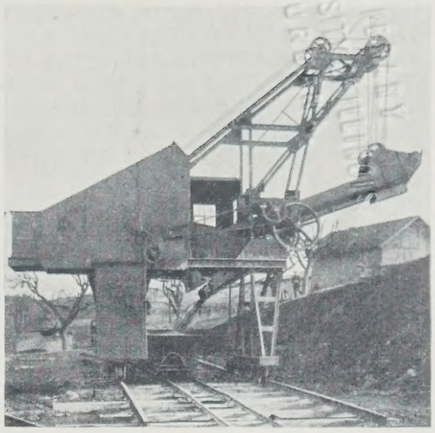


Abb. 3. Krupp-Schaufel-Rinnenbagger für elektrischen Antrieb (30 m³/Std.), in einer Tongrube arbeitend. Größte Abtraghöhe 8 m.

3. Schaufel-Rinnenbagger.

Krupps Schaufelbagger (Abb. 3) besteht im wesentlichen aus einem fahrbaren kranartigen Eisengerüst, in dem eine 850 mm breite und 5 m lange Rinne mit am vorderen Ende angeordnetem Schneidmesser und Reißzähnen auf und ab bewegt wird. Vom (20 PS-) Motor aus werden durch Vermittlung zweier Zahnrädervorgelege zunächst zwei Seiltrommeln bewegt, die das Heben und Senken der Schaufel bewirken. Vom Motorvorgelege geht auch der umsteuerbare Antrieb für das Vorstoßen und Zurückziehen der Schaufel ab. Unterhalb der letzteren befindet sich ein U-Eisen-Rahmen mit Winkeleisenführung, die sich zwischen drehbaren Rollenschilden hin und her schieben lassen. Ferner ist unter der Schaufel nahe der Seilaufhängung ein Ballastkasten angebracht, der mit Schrott gefüllt wird, damit die Schaufel das zum selbsttätigen Senken erforderliche Gewicht erhält.

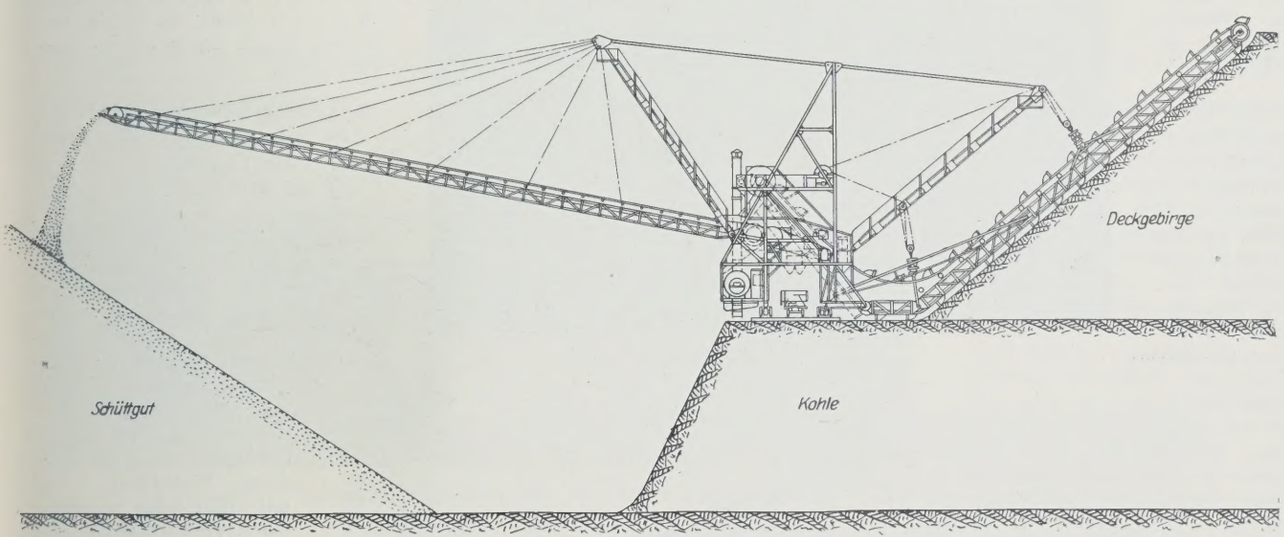


Abb. 4. Einfachschütter E 250 Hochbagger mit Dampfantrieb und Gurtförderer.

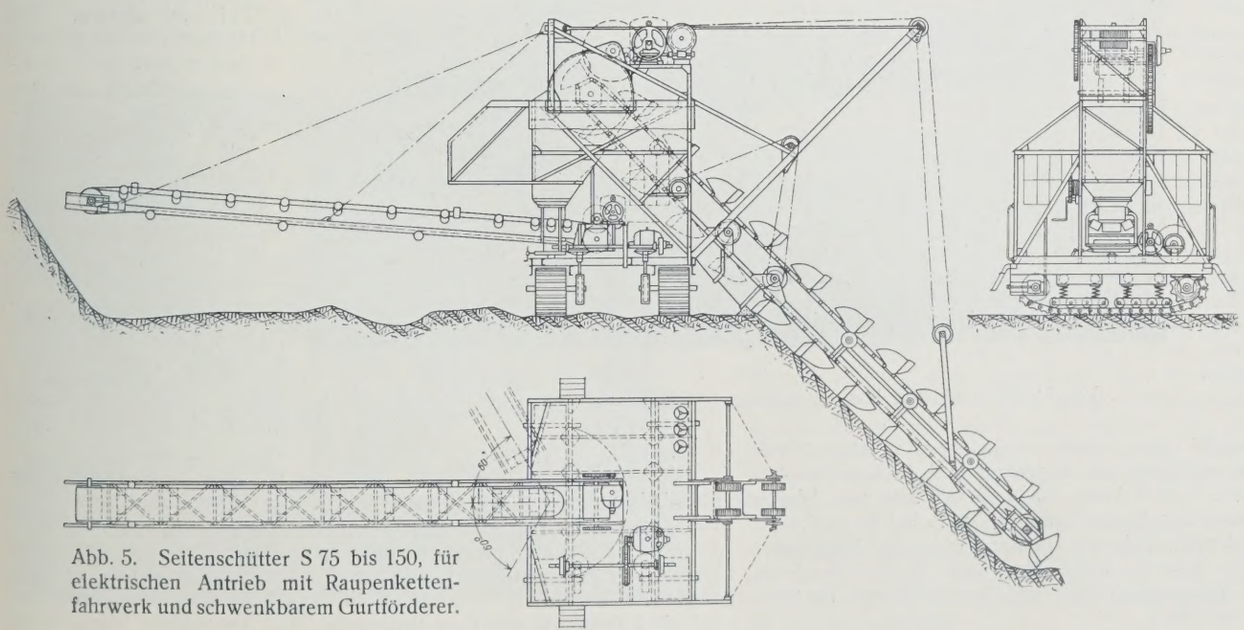


Abb. 5. Seitenschütter S 75 bis 150, für elektrischen Antrieb mit Raupenkettenfahrwerk und schwenkbarem Gurtförderer.

Die Arbeitsweise ist folgende: Der Löffel wird durch Lösen einer Kegelkupplung in die tiefste Lage gesenkt, dann von den Seiltrommeln angehoben und während des Anhebens in das wegzubaggernde Gut vorgestoßen, bis der Löffel in die höchste Lage gehoben ist. Das Gut rutscht infolge der steilen Höchstlage der Schaufel selbsttätig nach unten und gelangt in einen Füllrumpf von etwa 1,6 m³ Inhalt, aus dem es mittels einer zweiteiligen Verschlußklappe in die Förderwagen abgezogen wird. Zur Bedienung sind zwei Mann erforderlich: ein Baggermeister, der die Bewegung der Schaufel ausführt, und ein Füller, der den Bunkerverschluß betätigt. Die Verfahrung geschieht maschinell und wird gleichfalls vom Baggermeister ausgeführt.

Des letzteren Stand sowie der des Füllers und der Motor mit den Hauptgetriebeteilen sind durch Blechhäuschen

bezw. -verkleidungen gegen Witterungseinflüsse geschützt. Der Bagger fährt auf zwei Schienen von 3 m Mittelentfernung; die lichte Durchfahrthöhe bei geschlossenen Klappen beträgt 2,3 m von S.-O. Die drei Vorderräder sind am Gerüst fest gelagert, während die beiden Hinterräder in einer drehbaren Schwinge angeordnet sind (Dreipunktabstützung). Die Räder sind reichlich breit, um Kurven bequem durchfahren zu können.

Hinter der Verkleidung des Motors und der Hauptgetriebe ist ein Blechkasten zur Aufnahme von Ballast vorgesehen, um der (bis zu 4500 kg anwachsenden) Grabkraft der Schaufel entgegenzuwirken.

Diese Baggerart mit ihrer Leistungsfähigkeit bis zu etwa 30 m³/Std. eignet sich besonders zum Abgraben von hartem Ton, Abräumen von niedrigen Deckgebirgen, zum Aufladen von Haldenschutt (taubem Gestein) vom Kohlenbergbau, Verladen von Schuttmassen usw. Die Höhe der abzutragenden Massen kann bis zu 8 m betragen. Das Gewicht (einschl. elektrische Innenausrüstung) beträgt 14 t. Für die Baggerung von stark klebendem Ton ist eine Berieselungsanlage am Bagger vorgesehen, die das Schaufelinnere (zum besseren Rutschen des Gutes) anfeuchtet. Diese das Baggergewicht um 250 kg erhöhende Berieselungsanlage wird nur auf besonderen Wunsch geliefert.

4. Bagger mit Gurtförderern.

Für Kanal- und andere Tiefbauarbeiten finden je nach den örtlichen Verhältnissen mit Vorteil Bagger mit Gurtförderern Verwendung (Abb. 4 u. 5). Bei dieser Baggerart wird das Fördergut nicht in Kippwagen gestürzt, sondern gelangt auf einen Bandförderer, der das Baggergut entweder am Förderende abwirft oder es mittels eines zweckmäßig gebauten Abwurfwagens unterhalb des größten Teiles der freischwebenden Förderlänge zu einem Damm mit breiter Krone aufschüttet. Als Fördermittel wird im allgemeinen ein guter Gummigurt verwendet, da alle anderen Gurtarten, wie getränkte Baumwollbänder, Balatagurte, Drahtgurte, Stahlbänder usw. für Förderung von Erdmassen ungeeignet sind. Obgleich ein Gummigurt bei der Beschaffung teuer erscheint, so ist er im Betriebe doch billiger in Anbetracht des geringen Verschleißes bei richtiger Behandlung, wegen der einfachen und bequemen Wartung und nicht zuletzt wegen des geringen Verbrauches an Schmierstoffen.

Abb. 6.

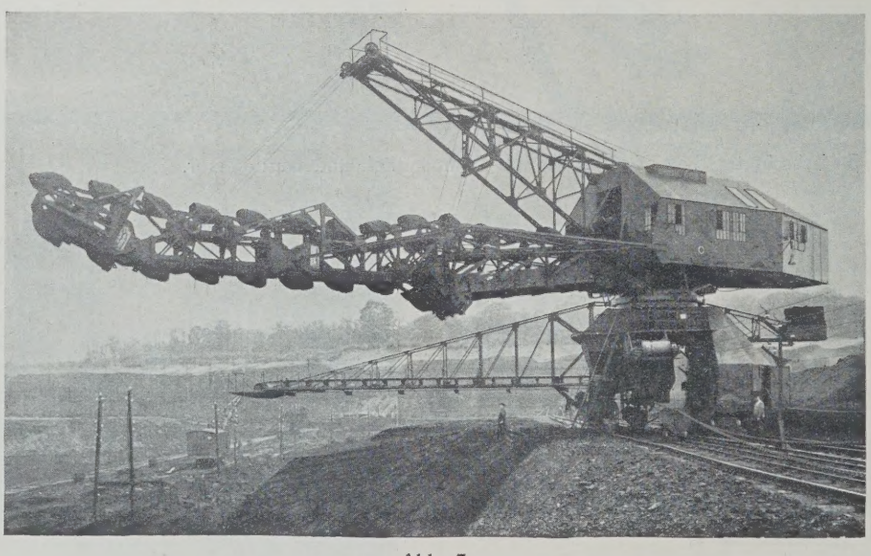


Abb. 7.

Abb. 6 u. 7. Schwenkbarer Eimerkettenbagger mit angehängter Förderbrücke (Krupp).

Die Kruppschen Bagger mit Gurtförderer sind stets so eingerichtet, daß durch Umstellen einer Klappe das Baggergut auch in einen Bunker oder eine Rutsche geleitet werden kann, um im Bedarfsfalle auch Wagen beladen zu können. Diese Einrichtung kommt besonders bei Kanalarbeiten in Anwendung, wo Geländevertiefungen in der Flucht der Baggerfahrstrecke ausgefüllt werden müssen. In der Hauptsache bewirkt der Gurtförderer am Bagger eine Ersparung an Arbeit und Geräten (Wagen, Lokomotiven, Schienen, Schwellen usw.).

Der in Abb. 6 u. 7 wiedergegebene schwenkbare Eimerkettenbagger mit angehängter Förderbrücke ist in zweifacher Ausführung an die Braunkohlen-Bergwerk und Brikettfabrik Liblar bei Köln geliefert. Er besitzt 250-l-Eimer und ist für 10 m Baggertiefe und 7 m Abtraghöhe eingerichtet. Der Oberteil mit der Eimerleiter dreht sich auf einer oberhalb des Tores angeordneten Kugelbahn. Das Gerät stützt sich mit zwei zweiachsigen Drehgestellen mit einem sechsrädrigen Einschienenfahrgestell auf drei Schienen ab. Im Tor ist neben der doppelschurrigen Kohlenverladeeinrichtung mit Anhalter und Abstoßer für die Kettenbahnwagen noch ein Förderband angeordnet, das zum Bewegen von Ton dient. Dieser umsteuerbare Bandförderer gibt das Gut weiter auf einen von dem Bagger mitverfahrenen Brückenförderer von 20 m Ausladung, der den Ton in die ausgekohlte Grube zurückwirft. Die Einstellung von Kohlen- auf Tonförderung bezw. umgekehrt geschieht durch eine einfache Wendeklappe. Der drehbare Bagger kann sowohl für Hoch- als auch für Tiefbaggerung verwendet werden. Man kann mit diesem Gerät auch (ähnlich wie mit einem Löffelbagger) in die Flözecken hineinreichen. Die Stundenleistung beträgt etwa 400 Wagen zu je 0,8 m³ Inhalt; der Antrieb des Gerätes findet durch 500-V-Drehstrom statt.

5. Absetzermaschine (D.R.P.a.).

Mit dem sog. „Absetzer“ (Abb. 8 bis 11) bringt Krupp ein Gerät auf den Markt, das in der Bewegung der Abraummassen der Braunkohlengruben eine hervorragende Stelle einnehmen wird. Das Absetzen der Abraummassen geschieht nicht mehr durch Vorrichtungen, die in nächster Nähe der Böschungskante gefahrvoll aufgestellt sind, sondern durch eine infolge der Verwendung eines Gurtförderers (s. Abschn. 4) leicht gebaute Einrichtung, die mit Hilfe des verfahrbaren Abwurfwagens gestattet, das Baggergut an beliebiger Stelle in die Tiefe zu stürzen. Das Heranführen der Abraummassen geschieht vollständig unabhängig von dem Absetzer auf der Vorderkippe und wird dort von dem Becherwerk des Absetzers aufgenommen. Infolge der großen Reichweite des Förderbandes sind die Gleisrückarbeiten auf ein Mindestmaß beschränkt. Diese Maschine wird mit zwei Geschwindigkeiten ausgerüstet, einer Arbeitsgeschwindigkeit und einer zweiten höheren, die gestattet, bei Anzeichen von Rutschungen den Standort rasch zu verändern.

Aus Abb. 8 ist ein 1925 gleichfalls für die „Fortunagrube“ der Rheinischen A.-G. für Braunkohlenbergbau und Brikettfabrikation, Köln, von Krupp gelieferter Absetzer zu erkennen. Die Abraumzüge entleeren z. B. das Fördergut an einer 2 m hohen Vorkippe in den Aufnahmebereich der Eimerkette des Absetzers. Aus den Eimern fällt es dann durch den Schüttrumpf auf einen Schüttelrost und durch diesen hindurch auf ein Förderband mit 42 m Reichweite. Die Absturztiefe betrug dabei

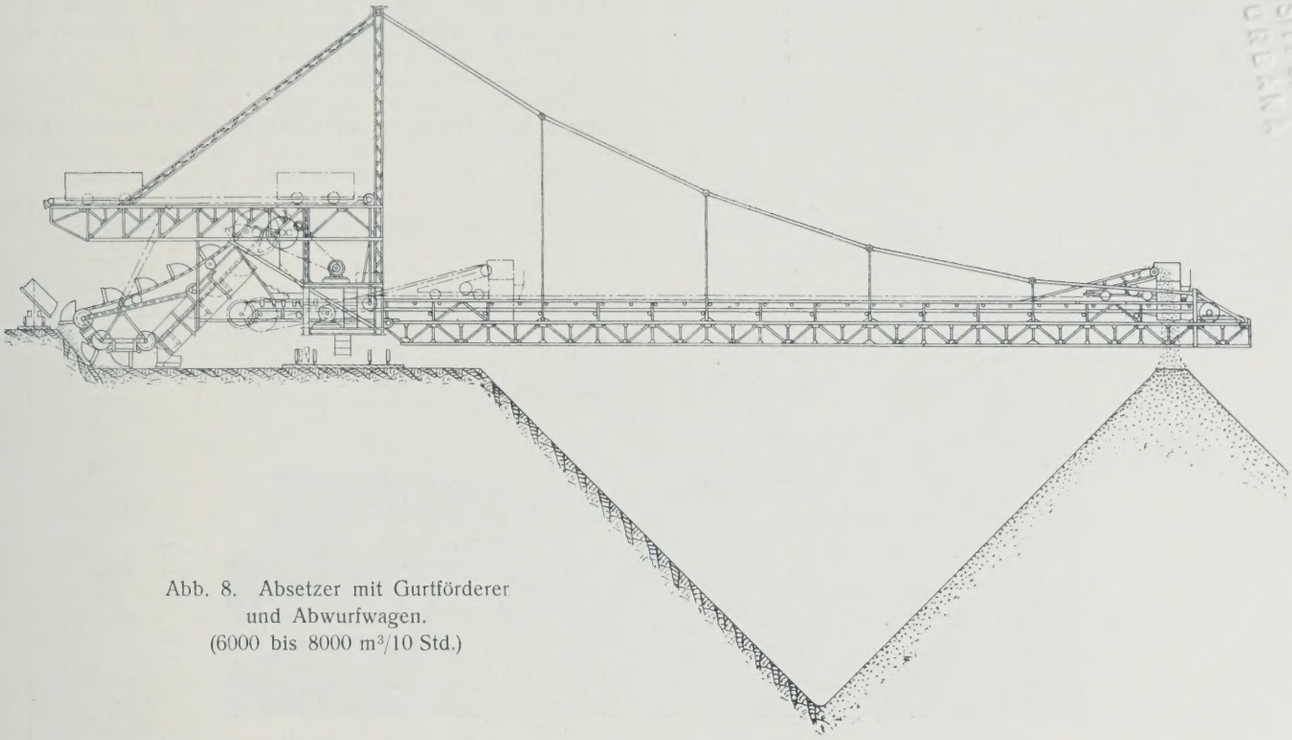


Abb. 8. Absetzer mit Gurtförderer und Abwurfwagen. (6000 bis 8000 m³/10 Std.)

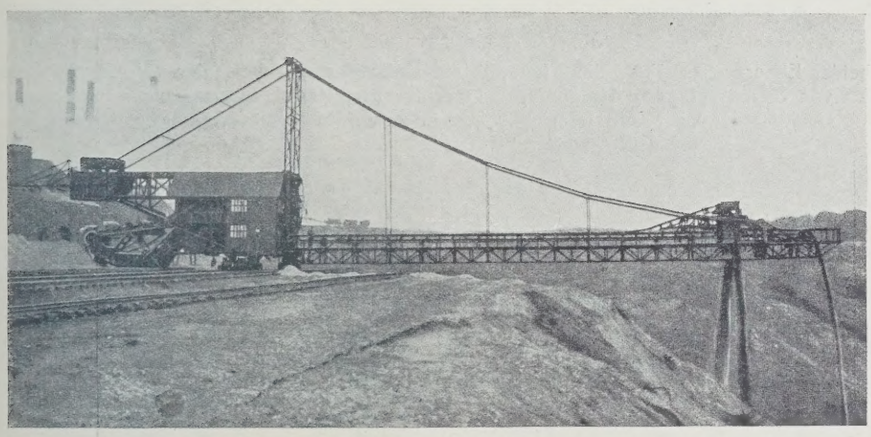


Abb. 9. Absetzer mit Gurtförderer und Abwurfwagen.

72 m, die Gurtgeschwindigkeit (bei 1,2 m Gurtbreite) etwa 2 m/Sek. Bei einem Eimerinhalt von etwa 575 l und 21 minutlichen Schüttungen ergibt sich eine theoretische Leistung von 725 m³/Std. (wirkliche Höchstleistung etwa 600 m³/Std.), so daß bei ununterbrochener Zufuhr eine Kippleistung von rd. 10 000 m³ in 20 Stunden erreicht werden kann.

Der Abwurfwagen hat einen eigenen Fahrantrieb, der von einer der Umlenkrollen des Bandes aus angetrieben wird. Durch ein Fallgewicht in Verbindung mit einem Wendegetriebe wird der Abwurfwagen beim Anstoßen an verstellbare Anschläge, die die Fahrbewegung begrenzen, umgesteuert, so daß der Abwurfwagen zwischen diesen Anschlägen selbsttätig hin und her fährt. Die hierdurch erzielte gleichmäßige Anfüllung des Geländes ergibt ein ausreichendes Planum für das Vorrücken des Absetzers, ohne daß ein Nacharbeiten von Hand in größerem Umfange erforderlich ist. Meist wird in der Weise gearbeitet, daß der Abwurfwagen zunächst auf einer Hochfahrteinrichtung dicht am Haus stehenbleibt und das Abraumgut am Ende des Gurtförderers über Kopf abgeworfen und zu einer Art Schutzdamm angeschüttet wird. Letzterer verhindert in der Hauptsache das Abgehen der Kippfront, auf der der Absetzer verfährt. Das verbleibende Tal wird dann von dem eingesetzten Abwurfwagen ausgefüllt und dann die Gleisanlage des Absetzers um 30 bis 35 m vorgerückt und die etwa 2,5 m hohe Vorkippe, von der aus die Kippzüge das Baggergut entleeren, nachgezogen. Die Maschine läuft mit zwei vierachsigen Drehgestellen (an der Leiterseite) und einem vierachsigen Laufgestell (Auslegerseite) auf vier Schienen.

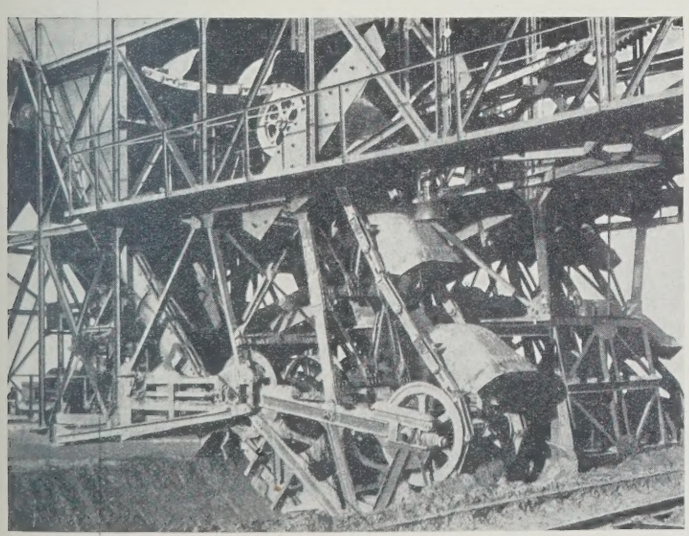


Abb. 10. Graben-Bagger von Krupp.

In Abb. 10 ist in größerem Maßstabe der rückwärtige Teil eines Kruppschen Hochabsetzers dargestellt, der für die Grube „Elise II“ bei Mücheln (Halle) gebaut ist. Der allgemeine Aufbau dieser Maschine ähnelt dem der in Abb. 11 dargestellten Ausführung. Das Gerät dient dazu, von der Braunkohle abgeräumte Erdmassen zu einer Halde von 18 m Höhe auf freiem Felde anzuschütten. Zwei Eimerketten, zwischen denen das unter 21° ansteigende Förderband angeordnet ist, heben einen etwa 2 m tiefen Graben aus, in den die mit Kippzügen herangebrachten Abraummengen gestürzt werden. Letztere werden von den beiden Eimerketten (Abb. 10) aus dem Graben aufgenommen und in einen gemeinschaftlichen Schüttrumpf geworfen, von dem sie über ein Aufgabeband auf den Hauptförderer von 65 m Gesamtlänge (60 m Förderlänge) und 1,2 m Breite gelangen. Bei Verbreiterung der Halde wird zuerst der Graben mit Abraumgut geschlossen und durch eine zwischen den beiden Eimerketten eingebaute verstellbare Planierwalze festgewalzt. Nach der Grabenschließung wird die Gleisanlage um 3 bis 5 m zurückverlegt, und es wiederholt sich der oben beschriebene Vorgang.

Der der Fahrleitung zugeführte Drehstrom hat 3000 V Spannung; die Arbeitsfahrgeschwindigkeit beträgt 9 m/Min. Eine zweite Fahrgeschwindigkeit von 27 m/Min. wird beim Einebnen und Einwalzen des Grabens und beim Gleisrücken benutzt. Die Leistung des Gerätes wird zu etwa 600 m³/Std. angegeben.

Das in Abb. 11 veranschaulichte Hochabsetzer-Gerät ist von Krupp für die Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, Berlin-Siemensstadt, nach Limmerick in Irland geliefert worden; es dient dazu, profilierte Kanaldämme von 8 bis 15 m Höhe und im Mittel 40 m Fußbreite aufzuschütten.[2]) Zwischen den aufgeschütteten Dämmen wird das aus dem Shannon-River abgeleitete Wasser zum Zweck von Wassergefällestufenbildung (Wasserturbinen-Anlagen zur Stromerzeugung) geführt. Auch hier wird die mit Kippzügen herangeführte, von Kanalbaggern ausgehobene Erde in einen Graben gestürzt, aus dem sie von zwei Eimerketten aufgenommen und einem gemeinschaftlichen Rumpf zugeführt wird. Aus letzterem gelangt die Erde über einen festen Rost auf das zwischen den beiden Eimerketten angeordnete, unter 16 bis 18° ansteigende Förderband von 38 m Förderlänge, dessen Antrieb- und Abwurfstelle sich ungefähr in der Mitte des dreieckigen Förderbandgerüstes befindet. Unterhalb des Oberförderers ist ein 18 m langer, umkehrbarer und verschiebbarer Unterförderer angeordnet, mit dem die geförderte Erde, dem gewünschten Dammprofil entsprechend, abgeworfen werden kann. Die Breite der Bänder beträgt 1100 mm; das Gerät fährt mit zwei vierachsigen (angetriebenen) Drehgestellen und einem vierachsigen Laufgestell auf zwei Schienenpaaren von 900 mm Spurweite (Fahrgeschwindigkeit 8 m/Min.; Fahrleitungsstrom 3000 V [Drehstrom]; Durchschnitts-Stundenleistung je nach Art und Zuführung der Erdmassen etwa 400 m³).

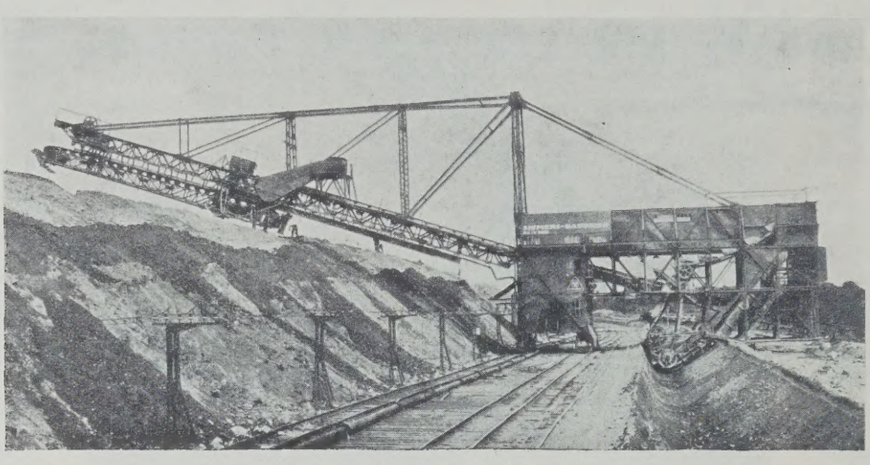


Abb. 11. Krupp-Absetzer mit fahrbarem Unterträger, bei der Siemens-Bauunion in Irland arbeitend.

[2]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 11, S. 129 ff.

Für die freundliche Unterstützung bei der Wiedergabe der obigen Ausführungen möchte ich Herrn Oberingenieur Schneider der Fried. Krupp A.-G. in Essen meinen verbindlichsten Dank aussprechen.

INHALT: Entwurfsarbeiten für das Schiffshebewerk bei Niederfinow. — Die Floridsdorfer Brücke über die Donau in Wien. — Neuzeitliche Bagger- und Absetzer-Maschinen der Fried. Krupp A.-G. in Essen.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 31. Mai 1927. Heft 24

Bücherschau.

„Hütte", Des Ingenieurs Taschenbuch. Herausgegeben vom Akademischen Verein Hütte E. V. in Berlin. 25. Auflage, IV. Band. XX und 864 S. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. In Leinen geb. 15 R.-M., in Leder 18 R.-M.

Vor dem III. Bande der Jubiläumsausgabe der „Hütte" ist der IV. erschienen, der alles, was in den drei ersten, gewissermaßen abgeschlossene Gebiete behandelnden Bänden nicht untergebracht werden konnte, zusammenfaßt. Im Vorworte wird das „industrielle Technik" genannt. Hiernach wird also z. B. der im II. Bande behandelte Stoff (Maschinenteile, Kraftmaschinen, Arbeitsmaschinen usw.) nicht zur industriellen Technik gerechnet. Ob das gerechtfertigt ist, erscheint zum mindesten zweifelhaft. Der Inhalt des IV. Bandes ist in 13 Abschnitte geteilt. Der Abschnitt „Verkehrstechnik" umfaßt den Schiffbau, Schiffsmaschinenbau, Automobilbau und Flugzeugbau. Das Eisenbahnwesen soll im III. Bande verbleiben. Dann folgen Abschnitte über Bergbau und Bohrtechnik, Landwirtschaft, Nahrungsmittel u. dergl. (Brauerei, Brennerei, Zuckergewinnung, Müllerei und Bäckerei, Kältetechnik u. a. m.), Forstwirtschaft, Häute- und Lederverarbeitung, Faserstoffe und Papiertechnik, Keramik und Glas, Graphik, Kino-, Radio- und Verpackungstechnik. Nach allen Seiten der Technik werden also die Fühler ausgestreckt. Jeder Abschnitt ist — wie üblich — von Sonderfachleuten des betreffenden Gebietes bearbeitet. Hierdurch ist für eine sachgemäße Bearbeitung Gewähr geleistet, aber es konnte nicht ausbleiben, daß hier und da sich Wiederholungen einstellten und der Umfang der einzelnen Abschnitte oder Teile von Abschnitten nicht nur von der technologischen Bedeutung des betreffenden Gebietes, sondern auch von der Willkür der Bearbeiter abhängig wurde. Die „Kinotechnik" z. B. dürfte mit 60 Seiten sehr reichlich bedacht sein. Wenn anderseits z. B. „Beregnungsanlagen", die in dem heutigen Bestreben der tunlichsten Ausnutzung des Ackerbodens für große Güter in regenarmer Gegend von wesentlicher Bedeutung sind, überhaupt behandelt wurden, so war der Raum von $^1/_2$ Seite (S. 280) recht knapp. In dem Unterabschnitt „Tabakverarbeitungsmaschinen" ist nur von der Zigarettenherstellung die Rede; eine Maschine ist überhaupt nicht dargestellt oder beschrieben; als Begründung wird in einer Fußnote (S. 423) angegeben, daß Abbildungen der neuesten Bauarten von den Fabriken nicht zu erhalten waren. Hierdurch wird der Wert dieses Abschnittes herabgesetzt; zum mindesten hätte er eine andere Überschrift erhalten müssen. Wertvoll sind — nicht nur an diesen Stellen — die zahlreichen Literaturhinweise. Bemerkenswert ist ferner, daß überall der Normung die ihr zukommende Bedeutung beigemessen wird; auf S. 38 u. ff. (nicht: 39 u. ff., wie im Sachverzeichnis angegeben ist) ist z. B. die Normung im Schiffbau, auf S. 635 die Normung feinkeramischer Erzeugnisse, auf S. 833 die Normung in der Funkindustrie eingehend behandelt. Dem Bande ist ein Gutschein (gültig bis 1. Juli 1928) auf kostenlose Lieferung eines Gesamtsachverzeichnisses (der Bände I bis IV) beigefügt. Im übrigen ist das schon bei der Besprechung der ersten Bände Gesagte zu wiederholen: Einer Empfehlung bedarf die „Hütte" nicht. Von Auflage zu Auflage wird sie umfangreicher, und in wenigen Jahren wird auch das jetzige vierbändige Werk nicht mehr ausreichen und sich aus dem ursprünglich wirklichen Taschenbuche eine Bibliothek entwickelt haben. Zweiling.

Die Wellen, die Schwingungen und die Naturkräfte. Von Prof. Dr.-Ing. M. Möller. I. Teil: Die fortschreitende Wasserwelle (Lieferung 1). 131 S. mit 40 Abb. Braunschweig 1926. Verlag von Vieweg & Sohn A.-G. Preis geh. 5 R.-M.

Das diesem Buche gesetzte Ziel, eine leicht verständliche Einführung in das Wesen der Wellen und Schwingungen sowie ihrer mechanischen Wirkungen zu bieten, wird in glücklicher Weise erreicht. Jeder höhere Ingenieur wird ohne Schwierigkeit den Entwicklungen folgen und sich mit dem nicht ganz einfachen, aber sehr interessanten Wesen der Wellen in offenen Wasserläufen vertraut machen können.

Es ist besonders zu begrüßen, daß die Forschungsergebnisse der letzten Jahrzehnte auf diesem Gebiete, die in zahlreichen Fachzeitschriften von bedeutenden Ingenieuren veröffentlicht wurden, hier in Buchform zusammengestellt worden sind; außerdem hat der auf dem Gebiete der Erforschung der Wellen erfolgreich tätige bekannte Verfasser noch zahlreiche eigene Untersuchungen hier neu veröffentlicht. Zahlenbeispiele ergänzen das Dargestellte. Eine eingehende Würdigung des Inhalts läßt sich in dem knappen Raume einer Buchbesprechung kaum geben. Besonders hervorzuheben sind: die Einwirkung der Reibung auf die Wellenbewegung, wobei die bahnbrechenden Untersuchungen von Dr.-Ing. H. Krey berücksichtigt wurden, ebenfalls dessen Untersuchungen über die Wirkungen der Ebbe und Flut an der Küste und in Flußmündungen. Ferner werden die im Jahre 1923 am Hohenzollernkanal zwischen Niederfinower Schleusenabstieg und Eberswalde ausgeführten Wellenmessungen besonders hervorgehoben; hierbei sei erwähnt, daß von dem Unterzeichneten mit $\frac{F}{B}$ (und nicht mit $R = \frac{F}{U}$) gerechnet worden ist, so daß die Auswertungen dieser in der Natur ausgeführten Messungen in ihrer Bedeutung keine Einbuße erleiden. Änderungen der Wassertiefe, Querschnittsänderungen sind für die Wellengestaltung bestimmend und werden deshalb in dem Buche eingehend betrachtet. Die Vorgänge in stehenden Wellen, die Theorie der Oberflächen-Wasserwelle in unbegrenzt tiefem Wasser, sowie Einwirkung des Windes auf die Erzeugung der Wellen und (im Zusammenhang damit): die Oberflächenwellen der Atmosphäre bilden den Beschluß des sehr beachtenswerten Buches.

Prof. Dr.-Ing. R. Winkel.

Betonzusammensetzung und Druckfestigkeit. Von Dr.-Ing. Georg Eisfelder. Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons. Heft XXXI. 55 S. mit 17 Abb. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 5,40 R.-M.

Der erste Teil der Abhandlung bringt eine Übersicht über den derzeitigen Stand der Forschungsarbeiten hinsichtlich der wichtigsten Faktoren, die für die Festigkeit des Betons von Bedeutung sind. Besprochen wird der Einfluß des Wassergehalts, der Körnung, Oberfläche und Festigkeit der Zuschlagstoffe, der Hohlräume im Beton und der Zementnormenfestigkeit. Dabei werden jeweils die Ergebnisse der einzelnen bisher vorliegenden wissenschaftlichen Untersuchungen einander gegenübergestellt.

Im zweiten Teile wird sodann erörtert, wie weit sich die so gewonnenen theoretischen Erkenntnisse praktisch auf der Baustelle verwerten lassen. Um den wichtigsten Punkt, die Gleichmäßigkeit des Wasserzusatzes, sicherzustellen, schlägt Eisfelder vor, die Naturfeuchtigkeit des Sandes fortlaufend zu untersuchen und je nach deren Größe die restliche Wasserzugabe zu bestimmen. Letztere kann dann durch einfache Maßnahmen mit Sicherheit für jede Mischung in gleicher Höhe gehalten werden. Dieses Verfahren bietet gegenüber den sonst meist vorgeschlagenen und auch schon angewendeten Konsistenzprüfungen mittels der Setz- oder Fließprobe viele Vorteile, namentlich wegen der Leichtigkeit seiner Durchführung. Um die Gleichmäßigkeit der Körnung des Zuschlagstoffes bei wichtigen Betonarbeiten zu überwachen, ist eine dauernde Kontrolle durch Siebproben notwendig. Die Gewährleistung der Unveränderlichkeit des Mischungsverhältnisses ist, da der Zement bei uns nach Raummaß beigegeben wird, zunächst von seinem Raumgewicht abhängig; ferner aber auch, was bei uns wenig bekannt ist und eigentlich immer unbeachtet bleibt, von dem Feuchtigkeitsgehalt des Zuschlagstoffes, da durch letzteren das Raumgewicht des Sandes in sehr weiten Grenzen verändert wird. Den erheblichen Vorteilen, die sich in der Praxis bei Beobachtung letzterer Verhältnisse durch eine Zementersparnis erzielen lassen, steht aber anderseits das in diesem Falle umständliche Mischungsverfahren gegenüber, das die Einführung vollständig andersartiger Mischanlagen bedingt. Aus diesem Grunde werden sich auch die von Eisfelder als geeignet vorgeschlagenen Mischer mit Inundationsverfahren und Wiegevorrichtung für die Zementzugabe wohl in der nächsten Zeit bei uns kaum einführen lassen. Dr. B.

Praktische Statik, Einführung in die Standberechnung der Tragwerke mit besonderer Rücksicht auf den Hoch- und Eisenbetonbau. Von Dr.-Ing. Rudolf Saliger, ordentl. Professor an der Technischen Hochschule in Wien. 2. Auflage. 646 S. mit 650 Abb. Leipzig und Wien 1927. Verlag von Franz Deuticke. Preis geh. 30 R.-M. geb. 33 R.-M.

Der Verfasser hat das vorliegende Werk in erster Linie für die Studierenden der Technischen Hochschulen bestimmt, um ihnen eine erste wirksame Hilfe für das Studium der Baustatik zu bieten. Jeder, dem die Aufgabe zugefallen ist, heranwachsende Ingenieure in die Berechnung des Tragwerks einzuführen und sie zur Beurteilung seiner Bruchsicherheit anzuleiten, wird dem Verfasser bestätigen, daß die mathematische Behandlung des Festigkeitsproblems oft die Anschauung vermissen läßt, die die Formulierung der Aufgaben nötig macht. Der Verfasser hat daher den baulichen Charakter der statischen Aufgaben in den Vordergrund gestellt und daran die Lösung geschlossen, die sich aus den Bedingungen über das Gleichgewicht der äußeren Kräfte und aus den Formänderungen des Tragwerks in jedem Falle in einfachster Weise ergibt. Er kommt damit den Wünschen zahlreicher Fachgenossen entgegen, die eine Einführung in die Berechnungsverfahren der Baustatik an der Hand konkreter Bauaufgaben wünschen. Sie sind teils dem Eisenbetonbau, teils dem Eisenbau entnommen und in weitgehendem Maße durch Zahlenbeispiele ergänzt, die auch dem Anfänger ein sicheres Einarbeiten ermöglichen. Daher wird auch zunächst eine eingehende Darlegung über die Grundlagen der Mechanik und Festigkeitslehre geboten, deren sich die Baustatik bedient, um den Spannungsnachweis zu führen. Sie umfassen unter anderem die Berechnung der Trägheitsmomente und die Ermittlung der äußeren Kräfte, die sich aus Wind, Wasser- und Erddruck ergeben. Die Festigkeitslehre behandelt sowohl den homogenen Querschnitt wie den Querschnitt mit versagender Zugzone und damit die Grundlagen für die Berechnung des Eisenbetonbaues. Der Hauptteil zerfällt in die Berechnung der Balkenträger, der Bogen, Gewölbe und Kuppeln, der Steifrahmen und ebenen Fachwerke. Auch diese Einteilung zeigt, daß der Verfasser bestrebt ist, die Lösung bestimmter Aufgaben des Bauwesens zusammenzufassen und die gemein-

samen theoretischen Grundlagen zurückzustellen. In diesem Zusammenhange wird die Berechnung aller der Tragwerke gegeben, die für die tägliche Arbeit des Bauingenieurs Bedeutung haben. Der Verfasser hat hierbei Gelegenheit, das Prinzip der virtuellen Verrückungen ebenso zur Geltung zu bringen, wie dem Leser die Ableitung der überzähligen Größen mit dem Satze vom Minimum der Formänderungsarbeit vorzuführen. Daß hierbei in mancher Beziehung die theoretische Seite der Aufgaben zu kurz kommt, liegt in dem Charakter des Werkes begründet.

Die zweite Auflage, die dem Werk in kurzer Zeit beschieden war, beweist am besten, daß es vielen Fachgenossen zum Führer und Berater eworden und damit der Wunsch des Verfassers in Erfüllung gegangen ist. Die zweite Auflage wird diese Aufgabe in der gleichen Weise erfüllen. Sie sei der studierenden Jugend ebenso wie den werktätigen Fachgenossen bestens zum Studium empfohlen. Beyer.

Mitteilungen des Hydraulischen Instituts der Technischen Hochschule München. Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. D. Thoma; Heft 1. 90 S. mit 84 Abb. und 1 Titelbild. München und Berlin 1926. Verlag von R. Oldenbourg. Preis 6,20 R.-M.

Der Gedanke, Forschungsergebnisse in Buchform der Fachwelt an Stelle von Veröffentlichungen in Fachzeitschriften mitzuteilen, hat vieles für sich, wird doch dadurch der innere Zusammenhang besser gewahrt. So ist das vorliegende Heft als wertvolle Erweiterung unserer Literatur sehr zu begrüßen. Fünf Bearbeiter stellen die Ausführung ihrer Arbeiten und deren Ergebnisse in dem Buche dar. — R. Ammann: „Zahnradpumpen mit Evolventenverzahnung“ gibt an Hand kinematischer Darstellungen eingehende mathematische Entwicklungen (auf Grund der Angaben des Herausgebers) sowie Versuchsergebnisse. O. Kirschner: „Untersuchungen über den Gefällverlust an Rechen“ mit wertvollen Versuchsergebnissen; erwünscht wäre auch eine Beachtung der Arbeit von H. Krey: Berechnung des Staues infolge von Querschnittseinengungen, Ztrlbl. d. Bauv. 1919, gewesen. Der Ansatz wird in der Form $h_w = \varphi\left(\frac{s}{b}\right)\frac{v_1^2}{2g}$ verfolgt, wobei s die Rechenstabdicke, b den lichten Zwischenraum und v_1 die Zuströmgeschwindigkeit bedeutet, ferner Reibungsverlust als Funktion von der Reynoldsschen Zahl sowie der Mischverlust hinter dem Rechen als der bedeutendste, obgleich es fraglich bleibt, ob hierbei der Carnotsche Ansatz unbedingt berechtigt ist. — Dasselbe gilt für die folgende Arbeit von H. Schütt: „Versuche zur Bestimmung der Energieverluste bei plötzlicher Rohrerweiterung“, doch bringt auch diese Arbeit sehr wertvolle Ergebnisse. D. Thoma: „Über den Genauigkeitsgrad des Gibsonschen Wassermeßverfahrens“ behandelt ein umstrittenes Problem (vergl. u. a. den Bericht des Unterzeichneten im Ztrlbl. d. Bauv. 1922, Nr. 37) und ist als eingehende Untersuchung sehr bemerkenswert. — G. Vogel: „Untersuchungen über den Verlust in rechtwinkligen Rohrverzweigungen“ berichtet über umfassende Versuche und deren Auswertung und liefert gleichfalls einen für die Praxis recht wertvollen Beitrag.

Das Buch ist ein erfreuliches Zeichen für den deutschen Forschungsgeist; mit Interesse darf man weiteren Veröffentlichungen entgegensehen.
Prof. Dr.-Ing. R. Winkel.

Bewegungsfugen im Beton- und Eisenbetonbau. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. 220 S. mit 540 Abb. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geb. 19 R.-M.

Bei Beton- und Eisenbetonbauten sind zur Vermeidung von ungünstigen Auswirkungen des Schwindens und der Temperaturänderungen Trennungs-, Dehnungs- oder Bewegungsfugen vorzusehen. Auf die Wichtigkeit der reichlichen Anordnung und sorgfältigen Ausbildung solcher Fugen für die dauernde Erhaltung der Bauwerke ist in der Fachliteratur wiederholt hingewiesen worden. Leider haben diese Hinweise in der Baupraxis bisher nicht die gebührende Beachtung gefunden.

Die vorliegende Veröffentlichung von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt, über „Bewegungsfugen im Beton- und Eisenbetonbau“ ist deshalb im Interesse der Hebung der Güte der Bauausführungen zu begrüßen. Sie gibt einen Überblick über das, was bisher in der Praxis geschaffen worden ist und weiterhin Richtlinien für die Ausbildung und Vertiefung dieser Sonderaufgabe.

In dem Buch sind die verschiedenartigsten Ausbildungen von Bewegungsfugen im Hoch-, Brücken-, Wasser- und Straßenbau gezeigt, so das Übereinanderschieben getrennter Bauteile in Form des Blattstoßes, die Überdeckung der Fugen durch gerade Schleifbleche aus Eisen oder durch gebogene, elastische Zink- und Kupferbleche. Bei Brücken wird die Längsbeweglichkeit durch Schleifbleche, Kipp- und Rollenlager, Eisenbetonstelzenlager und Pendelstützen mit Walzflächen gewährleistet. Für die Abdeckung der breiten Fugen an den längsbeweglichen Brückenenden und über Gelenken werden bewährte Musterbeispiele vorgeführt. Bei Rohrleitungen werden die Fugen durch übergeschobene Muffen und besondere Formstücke unter Zuhilfenahme von Teerstücken, Bleistücken, Bleiwolle, Mörtel und Asphalt gedichtet. Besonders eingehend sind die Arbeitsfugen bei Kanälen, Flüssigkeitsbehältern und Mauern behandelt, die dem Wasserdruck ausgesetzt sind. Der letzte Abschnitt ist der Frage der Fugenausbildung von Betonstraßen gewidmet.

Das Buch ist mit Abbildungen reich ausgestattet und wird dem Praktiker des Beton- und Eisenbetonbaues wertvolle Hilfsdienste leisten.
Dr.-Ing. Schaechterle.

Zement-Kalender 1927. Herausgegeben von Dr.-Ing. Riepert. 396 S. Charlottenburg 1927. Zementverlag G. m. b. H. Preis in Ganzleinen 2,80 R.-M., in Volleder 3,60 R.-M.

Der Inhalt des in Bureaus und auf Baustellen vielfach benutzten Kalenders ist gegenüber dem vorigen Jahrgange wesentlich erweitert worden. Neu aufgenommen sind beispielsweise die Leitsätze für Hohlmauern aus Betonsteinen, die Erlasse für Eisenbetonmaste, Eisenbetonbauwerke bei Kleinbahnen, der Erlaß für Zulassung von Zementschlackensteinen zu Brandmauern, einige Angaben über Beton in der Landwirtschaft und im Bergbau, ferner die Formeln zur Berechnung durchlaufender Träger und Tabellen zur raschen Ermittlung der Schubberechnung für sämtliche Belastungsfälle. Die Kapitel über Beton- und Eisenbetonbau und die Rechnungsbeispiele sind mit Rücksicht auf die Deutschen Bestimmungen 1925 durchgesehen und, wo nötig, umgearbeitet worden. Mit seinem neuen Jahrgange wird der Kalender sich gewiß wieder manche neuen Freunde erwerben. Ls.

Der Bau langer tiefliegender Gebirgstunnel. Von Prof. C. Andreae. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. Preis 13,20 R.-M.

Der in den Kreisen der Tunnelbauer rühmlich bekannte Professor an der Technischen Hochschule in Zürich C. Andreae hat sich der dankenswerten Mühe unterzogen, die ihm bekannt gewordenen Erfahrungen anderer hervorragender Tunnelbauer und seine eigenen Erfahrungen, die beim Bau der großen Alpentunnel in den vergangenen Jahrzehnten gesammelt worden sind, für die Nachwelt festzuhalten, da seine Befürchtung nicht ganz grundlos ist, daß die lebende Generation bei der gewaltigen Wirtschaftskrise, in der sich ganz Europa befindet, vielleicht nicht mehr Gelegenheit finden wird, einen großen Alpentunnel zu bauen. Der Verfasser belegt seine allgemeinen Ausführungen mit Beispielen und versteht es so, anschaulich die Schwierigkeiten, die schon beim gewöhnlichen Tunnelbau auftreten, bei solchen außergewöhnlichen Tunneln aber häufig unüberwindlich scheinen, zu schildern und Wege zu weisen, wie diese Schwierigkeiten überwunden werden können. In den Kreis seiner Betrachtungen zieht er vor allen Dingen die Tunnel am Lötschberg, Hauenstein, Simplon und Gotthard sowie gelegentlich den ältesten aller Alpentunnel, den Fréjus-Tunnel.

Vielleicht hätte es sich empfohlen, eingangs ganz kurz die schließlich doch ausschlaggebenden Gesteinsverhältnisse bei diesen fünf Tunneln zusammenfassend zu besprechen.

Im ersten Abschnitt wird die mechanische Bohrung besprochen. Der Verfasser schließt mit der Feststellung, daß vorerst noch die Druckluft das beste Betriebsmittel ist, aber in absehbarer Zeit wohl von dem elektrischen Strom verdrängt werden wird, dessen Zuleitung doch eine wesentliche Vereinfachung bringt. Sein Hinweis, daß der Handbohrhammer gegenüber der Bohrmaschine mit Spannsäule oder Bohrwagen den Vorzug verdient, deckt sich mit unseren eigenen Erfahrungen.

Ich hätte es begrüßt, wenn der Verfasser sich mit der für den Stollenvortrieb so wichtigen Schutterung etwas eingehender befaßt und auch die Versuche, diesen Arbeitsvorgang durch Maschinen zu beschleunigen, erwähnt hätte. Wie stark selbst unscheinbare Hilfen die Arbeit erleichtern und beschleunigen, beweist das leider noch nicht allgemein übliche, aber von Andreae nicht vergessene Verlegen eines Schleppbleches vor Ort, um einen guten Schaufelboden für die Schutterung zu schaffen.

Beim Abschnitt Förderung kann seine Feststellung, daß die Anwendung von zwei Spuren, die schmälere an der Vortriebstrecke, den besten Betrieb gestattet, dahin ergänzt werden, daß man wohl auch mit einer Spur auskommen kann (bei uns in Deutschland vielleicht 90-cm-Spur), sofern man in der Vortriebstrecke kleine Kastenwagen, in der Hauptförderstrecke aber großräumige Kastenwagen verwendet.

Breiten Raum nehmen die Ausführungen über die geologischen Verhältnisse, über Lüftung und Kühlung der Arbeitsstrecken ein. Bei der Erklärung des Gebirgsdruckes macht der Verfasser sich die neuesten Forschungsergebnisse der Festigkeits- und Baustofflehre zu eigen und unterstreicht mit Recht die Erfahrung, daß schneller Einbau von Zimmerung und Mauerung meistens das Entstehen eines starken Gebirgsdruckes verhindern kann. Ich meine, daß der Gebirgsdruck häufig von inneren Spannungen herrührt, die nur örtlich auftreten und von starken Faltungen und Formänderungen der benachbarten Gesteinschichten ihren Ursprung nehmen und dann erst, in zweiter Linie, durch die Gebirgsauflast versucht werden.

Sehr beachtenswert sind die auf den Arbeiten von E. Thoma und Koenigsberger aufbauenden Berechnungsverfahren für die im Tunnel voraussichtlich auftretende Gebirgswärme.

Der kurze Abschnitt Lüftung und Kühlung hätte vielleicht darauf hinweisen dürfen, daß es gelegentlich vorteilhaft sein kann, einen Tiefpunkt im Längsprofil zur Anlage eines Luftschachtes für den Bau und auch für den künftigen Betrieb in Verbindung mit Gebläsen vorzusehen. Bei der Kühlung interessiert die Feststellung, daß Kühlung mit Eis heute an der Transportfrage scheitert. Es scheint jedoch möglich, bei dem heutigen Stande der Kälteindustrie transportable elektrische oder mit Preßluftmotoren betriebene Ammoniakkühlanlagen zu bauen, deren Röhrenwerk nur die Luft in den besonders heißen einzelnen Arbeitsräumen unmittelbar oder mit Zwischenschaltung von Kühlwasser kühlen soll. Andreae lehnt die Anlage eines besonderen Luftstollens unter dem Planum ab und verteidigt das beim Simplon-Tunnel angewandte Stollenpaar: die Auflösung des zweigleisigen Tunnels in zwei eingleisige Röhren, deren Achsabstand aber besser nicht 17 m, wie bei dem Simplon, sondern 40 bis 50 m sein soll, damit die Bauarbeiten in beiden Röhren sich nicht gegenseitig beeinflussen und schädigen.

Seinen Betrachtungen über Baubetriebsweisen setzt er wiederum mit Recht die Feststellung voran, daß dasjenige Verfahren das beste ist, das aus dem Richtstollen in kürzester Zeit die fertige Tunnelröhre schafft, da

dann nicht nur erheblich an Holz für die Auszimmerung, sondern an Ausbruch und an Tunnelmauerwerk gespart werden kann. Er schließt sich der allgemeinen Meinung an, daß der Richtstollen als Sohlestollen in Planumhöhe, aber nicht tiefer vorzutreiben ist und daß insbesondere bei seitlichem Gebirgsdruck die österreichische Bauweise mit Firststollen oder bei besserem Gebirge mit Firstschlitz und dem standsicheren Langständerbau allen anderen Verfahren vorzuziehen ist. Im Vollausbruch fordert er mit Recht die fortlaufende Betriebsweise, also nicht das scharfe Trennen der Arbeitsstrecken in Ringe.

Zu dem Abschnitt über Tunnelmauerung ist zu bemerken, daß wenn man im druckhaften Gebirge gezwungen ist, den Hohlraum zwischen Gewölbe und Gebirge satt auszumauern, sorgfältige Maßnahmen nötig sind, um das Gebirgswasser auf dem Gewölberücken abzuleiten. Es wäre interessant gewesen, wenn für diesen wichtigen Punkt einige konstruktive Lösungen angegeben worden wären. Wenn Andreae den Sohlenschutz durch eine dünne Betonlage ablehnt, so stimme ich ihm auf Grund meiner Erfahrungen im Geertunnel bei, doch scheint es manchmal zweckmäßig zu sein, eine weiche Tunnelsohle durch Gesteinsplatten vor mechanischem Angriff zu schützen, wenn solche bequem aus dem Ausbruch oder in der Nähe zu gewinnen sind.

Eingehend bespricht der Verfasser die Organisation einer Tunnelbaustelle; er erwähnt das beim Simplon-Tunnelbau bewährte System, wo unter Ausschaltung der Aufseher über einer Reihe von Vorarbeitern unmittelbar der Schichtingenieur stand und jede selbständige Tunnelseite in vier gleichgeordnete selbständige Ingenieursektionen (Vorort, Vollausbruch, Mauerung, äußere Arbeiten) zerfiel. Kein Zweig des Tiefbaues ähnelt so stark dem im Maschinenbau üblichen Fabrikbetriebe wie der Tunnelbau. Deshalb können hier die heute im Maschinenbau so weit ausgebildeten Grundsätze einer wissenschaftlichen Arbeitsvorbereitung und Betriebsführung angewandt werden. Daß dabei das Prämiensystem, etwa in der von Andreae erwähnten Durchbildung, eine wesentliche Rolle spielt, ist selbstverständlich.

Ein kurzer Absatz über Baukosten schließt das Buch ab. Mir hat an ihm neben der lebendigen Schilderung, bei der man fortwährend das Selbsterlebte des Verfassers spürt, besonders das starke Eingehen auf die maschinentechnische Seite und die Beigabe von so vielen gut durchgearbeiteten und mustergültig wiedergegebenen Abbildungen gefallen. Das Buch wird von jedem Bauingenieur, der sich mit einer Tunnelaufgabe zu befassen hat, mit großem Gewinn durchgearbeitet werden, und bedeutet eine wertvolle Bereicherung der Tunnelbauliteratur. Gaber.

Die zeitgemäße Grünfutterkonservierung. Ein Ratgeber für Silofragen, insbesondere für Mittel- und Kleinlandwirte. Von Ludwig F. Kuchler. Herausgegeben von der Futtermittelkontrollabteilung der Bayer. Landesanstalt für Pflanzenbau und Pflanzenschutz unter Abteilungsleiter Regierungsrat Prof. Dr. W. Kinzel. 520 S. und 151 Abb., graphische Darstellungen und Statistiken. München-Freising 1926. Verlag von Dr. F. P. Datterer & Cie., Abteilung Landwirtschaft. Preis geb. 16 R.-M.

Das breit angelegte, leicht faßlich geschriebene Werk bietet in 10 Kapiteln eine erschöpfende Behandlung der für die Landwirtschaft wichtigen Silofrage und insbesondere der verschiedenen Silo-Systeme nach dem gegenwärtigen Stande der Angelegenheit im In- und Auslande. Die für die Leser der „Bautechnik“ hauptsächlich in Betracht kommenden baulichen Fragen sind eingehend in Teil 4 „Technische Grundlagen zur Silofutterbereitung“ und Teil 5 „Die normale Einsäuerung in Gruben und Türmen“ erörtert; in Teil 6 („Süßpreßfutterverfahren“) sind außerdem noch die baulichen Mittel zur Ausübung des Preßverfahrens und in Teil 7 die Mittel zur Ausführung der „Elektrosilage“ ausführlich angegeben. Zahlreiche Beispiele und Berichte aus der Praxis sowie die vielen durchweg guten Abbildungen erleichtern das Verständnis und den Gebrauch des Werkes, und ein mit besonderem Fleiß zusammengestellter Quellennachweis regt zu weiteren Studien an.

Das Werk kann jedem, insbesondere auch dem Bautechniker, der sich mit der Frage der Grünfutterkonservierung zu beschäftigen hat, eindringlich empfohlen werden. Ls.

Moderne Grundbautechnik. II. Teil. Theorie der Tiefschachtgründungen mit der Grundkörpermaschine. Von Zivil-Ing. Ottokar Stern. 56 S. mit 11 Abb. und 1 Tabelle. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 2,70 R.-M.

Der erste Teil des Werkes ist auf S. 205 der „Bautechnik“ 1927, Heft 13, besprochen worden. Er behandelt mit der Stern'schen „Grundkörpermaschine“ hergestellte Gründungen geringer Tiefe, während der jetzt vorliegende zweite Teil Tiefgründungen bringt. Die Maschine und das Verfahren sind in der genannten Besprechung kurz beschrieben, es darf darauf verwiesen werden.

Der zweite Teil gibt zunächst die Berechnungsgrundlagen der Schachtgründungen mit der Grundkörpermaschine. Die Maschine zeichnet das Eindringen des „Treibkegels“, der die Spitze des durch Innenrammung eingetriebenen Vortreibschachtes bildet, und das Eindringen der über dem Treibkegel liegenden und mit ihm durch ein Federspannwerk verbundenen Rohrschüsse auf. Der Unterschied zwischen beiden Eindringungsmaßen gestattet einen Rückschluß auf die Größe des Bodenwiderstandes an der Pfahlspitze und an der Pfahlwandung, läßt also erkennen, in wieweit eine „Lastabbürdung“ durch die über der Pfahlspitze liegenden Bodenschichten eintritt. In gleicher Weise wie im ersten Teile wird eine Tabelle gegeben, aus der für jedes Maß der Eindringung der Bodenwiderstand entnommen werden kann. Die Werte sind berechnet unter Annahme eines unvollkommen elastischen Rammstoßes; ob sie zutreffen, darf — wie schon bei Besprechung des ersten Teiles geschehen — bezweifelt werden.

Neben dieser Berechnung der Tragfähigkeit, die auf dem Rammvorgang aufbaut, wird weiterhin eine Berechnung der Tragfähigkeit an Hand der für die Ausfüllung des gesammten Schachtes verbrauchten Betonmengen gegeben, wobei aber der Bodenwiderstand gegen die Schachtsohle ebenfalls aus dem Rammvorgang abgeleitet wird. Stern weist hierbei mit Recht darauf hin, daß man für Beton, der rings im Boden eingeschlossen ist und durch fast unverändert bleibende Lasten, wie sie bei Grundwerken fast nur in Frage kommen, beansprucht wird, höhere Beanspruchungen zulassen darf, als es nach allen amtlichen Vorschriften zurzeit möglich ist.

Zum Schluß werden noch Anweisungen für die Vorbereitung und Ausführung von Tiefgründungen mit der Grundkörpermaschine gegeben, wobei besonders auf Gründungen durch freies Wasser hindurch und auf künstlicher Versteinerungsplatte oder, wie Stern es nennt, auf künstlichem Blöckeflöz eingegangen wird. Ähnliche Vorschläge sind übrigens schon von anderer Seite, beispielsweise von August Wolfsholz, gemacht.

Stern glaubt der Schachtgründung eine stets zunehmende Verbreitung voraussagen zu dürfen, da sie die Ausnutzung der Tragfähigkeit des Bodens in wirtschaftlichster Weise gestatte, sofern man nur über die Größe dieser Tragfähigkeit hinreichend unterrichtet sei. Die Möglichkeit dieser Unterrichtung gewähre die „Grundkörpermaschine“. Die guten Zukunftsaussichten der Schachtgründung sollen nicht bestritten werden. Sie wird um so öfter angewendet werden, je mehr unsere Kenntnis der Bodenarten, besonders ihrer Widerstände und Tragfähigkeiten zunimmt. Die Grundkörpermaschine ist sehr sinnreich entworfen und sorgfältig durchgebildet; ob sie sich bewähren und den von Stern erhofften großen Fortschritt für die Gründungsverfahren wirklich bringen wird, muß die Zeit lehren.

Dr.-Ing. Lohmeyer.

Personenbahnhöfe, Grundsätze für die Ausgestaltung großer Anlagen. Von Geh. Baurat Dr.-Ing. W. Cauer, Berlin. 2. Auflage. 306 S. mit 142 Abb. im Text. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 22,50 R.-M.

Der ersten Auflage vom Jahre 1913 folgt erst jetzt, verzögert durch die Kriegs- und Nachkriegszeit, die zweite, in der die fortschreitende Entwicklung in der Praxis und Wissenschaft auf dem Gebiete der Bahnhofsanlagen weitgehend berücksichtigt wurden. Für die Behandlung des Stoffes sind in erster Linie die deutschen Grundanschauungen maßgebend gewesen. Trotz großer Beschränkung hat die neue Auflage über den doppelten Umfang der ersten erhalten; sie wurde durch eine Erörterung der Gesamtanordnung der Bahnhöfe (Wahl der Bahnhofsform), durch Untersuchungen über Leistungsfähigkeit und durch sie bedingte Anzahl der Bahnsteiggleise, sowie durch das wertvolle Literaturverzeichnis erweitert. Die Abhandlung über die Bahnhöfe besonderer Nahbahnen ist fortgeblieben. Im übrigen ist die Einteilung des Stoffes und die Behandlungsweise die gleiche geblieben, wie sie sich in der ersten Auflage bewährt hatte. Es werden weder einzelne vorhandene Bahnhöfe in ihren Teilen beschrieben, noch wird eine Darstellung der Bahnhofsanordnungen nach ihren Arbeiten, Formen und Bestandteilen gegeben, es sind vielmehr eingehend die Grundsätze ermittelt worden, nach denen heute unter besonderer Berücksichtigung der gegenwärtigen politischen und wirtschaftlichen Lage der deutschen Eisenbahnen — Einstellung auf erhöhten Ertrag und Verkehrswerbung — große Personenbahnhöfe zweckmäßig anzuordnen sind. Daneben wird versucht, durch gründliche und kritische Betrachtung zahlreicher ausgeführter Anlagen hinsichtlich der Vor- und Nachteile für Betrieb, Verkehr und Bequemlichkeit für die Reisenden festzustellen, inwieweit diese Grundsätze als gut anzuerkennen und welche zukünftige Entwicklung dieser Grundsätze zu erwarten und anzustreben sein möchte. Das Werk gliedert sich also nach den bei Anlage der Bahnhöfe zu befolgenden Gesichtspunkten. Demgemäß ist der Stoff folgendermaßen geordnet: Rücksichten auf den Eisenbahnverkehr; Rücksichten auf den Eisenbahnbetrieb; Rücksichten auf äußere Verhältnisse; Rücksichten auf die Ausführbarkeit. Die Darstellung ist nach Form und Inhalt ausgezeichnet. Der reiche Stoff ist unter Herausschälung des Wesentlichen äußerst klar und übersichtlich, erschöpfend und gründlich behandelt. An sorgfältig ausgewählten Beispielen ausgeführter Anlagen wird die zweckmäßige Gestaltung der Gesamtanordnung und die sachgemäße Durchbildung der Einzelteile großer Bahnhofsanlagen erläutert. Von besonderem Werte sind dabei eingehende Untersuchungen der betrieblichen Verhältnisse und die daran geknüpften kritischen Betrachtungen. Überall treten die reichen Kenntnisse und Erfahrungen in die Erscheinung, die der Verfasser sich als bewährter Lehrer sammeln konnte, der die Verbindung mit dem lebenden Eisenbahnbetriebe nicht verloren hat, und der dadurch dessen Bedürfnisse genau kennt und praktische Verbesserungsvorschläge machen kann.

Dem Verfasser ist darin beizupflichten (S. 89), daß es unrichtig ist, „bei Aufstellung des Entwurfes für einen größeren Bahnhof sich nach angeblich bewährten Mustern richten zu wollen. Für jeden Bahnhof muß, je nach der Anzahl der einzuführenden Bahnlinien, je nach ihren Betriebs- und Verkehrsverhältnissen und ihren Beziehungen, je nach den Bedingungen, die die Örtlichkeit zwingend oder beeinflußend stellt, der Entwurf aus der Eigenart des Falles heraus entwickelt werden“. Dabei muß das Ziel eines jeden Neu-, Um- und Erweiterungsbaues eines großen Personenbahnhofes eine vollständige Lösung der Gesamtaufgabe sein; man darf sich nicht aus kleinlichen Rücksichten auf eine augenblickliche ungünstige wirtschaftliche Lage mit notdürftigen Ergänzungen ohne Rücksicht auf die Zukunft behelfen. So wird auch in der Praxis allgemein vorgegangen, wenn auch, den betrieblichen, verkehrlichen und wirtschaftlichen Verhältnissen entsprechend, der Umfang der zunächst auszuführenden Anlagen im Rahmen des Gesamtentwurfes mit größter Vorsicht bemessen wird.

Im einzelnen wäre noch zu bemerken:

So weitgehende Aufgaben, wie der Verfasser sie für die Vorbahnhöfe in Betracht zieht, insbesondere Zugvereinigungen und Zugtrennungen, sowie Kurswagenübergänge (S. 98, 176, 184, 243, 246), werden im allgemeinen weder für Betrieb noch für Verkehr erwünscht sein.

Beim Abschnitt VI, Lage und Anordnung der Bahnhofsteile, wären Betrachtungen über die Gleisanlagen für den Lokomotivbetrieb (Lokomotivbahnhöfe) zu begrüßen gewesen.

Einen breiten Raum nehmen in diesem Abschnitt Erörterungen ein über die Gleisverbindungen zwischen Abstellbahnhof und Umstellbahnhof. Die betriebliche Begründung der Notwendigkeit solcher Verbindungen dagegen wird nicht genügend klargestellt.

Folgende Bezeichnungen sind in der Praxis nicht gebräuchlich: „Umsteller" für Rangierer, „Umstellokomotive" für Rangierlokomotive, „Umstellbewegungen" und „Umstellfahrten" für Rangierfahrten, „Umstellkosten" für Rangierkosten, „Umstellwege" für Rangierwege, „Umstellgleise" für Rangiergleise, „Güteraustauschbahnhof" für Rangier- und Güterbahnhof (S. 106), „Gleisschleifen" für Umfahr-, Durchlauf- oder Verkehrsgleise (S. 119), „spitzkehrender Übergang von Bahn zu Bahn" für Eckverkehr (S. 208), „spitzkehrende Ausziehbewegung" für Sägebewegung (S. 223).

Bei der kurzen Übersicht über die Hauptformen der Personenbahnhöfe (S. 8) wären zur Erleichterung des Verständnisses Beispiele ausgeführter Anlagen zweckmäßig anzuführen.

An der Hand eines ausführlichen Sachverzeichnisses ist es dem Leser möglich, sich schnell über jede Frage zu unterrichten.

Besonders hervorzuheben ist die gute und gediegene Ausstattung des Werkes, das sowohl dem angehenden Ingenieur, als auch dem Fachmann ein empfehlenswertes Lehr- und Nachschlagebuch und wertvolles Hilfsmittel bei der Aufstellung der Entwürfe großer Personenbahnhöfe ist.

Dr. Heineck.

Die Rheinschiffahrt nach Basel, eine „kurzgefaßte Geschichte der Bestrebungen zum Anschluß der Schweiz an das internationale Wasserstraßennetz und zur Schaffung eines Wasserweges von der Schweiz zum Meere" hat Jean Richard Frey, der rührige Schriftleiter der „Rheinquellen" im Verlage von Orell Füssli zu Zürich, Leipzig und Berlin erscheinen lassen. 64 u. XLIV S. mit Abb.

Im Vorwort betont der Verfasser, daß er die Allgemeinheit auf die Bedeutung des Rheins als Verkehrsweg für die Schweiz aufmerksam machen will, und zwar ohne kritische Würdigung der Vorgänge. „Es wurde" sagt er mit Recht „das Hauptgewicht auf die populäre Form und auf den mehr erzählenden Charakter der Darstellung gelegt, damit möglichst weite Kreise sich mit dem für die Schweiz neuen Verkehrsweg vertraut zu machen Gelegenheit haben."

Er beginnt die Abhandlung mit dem Jahre 600 v. Chr. und führt den Leser in großen Zügen nicht nur bis zur Gegenwart nebst deren dringlichen Oberrheinplänen, sondern gibt auch einen Ausblick auf die fernere Zukunft, in der der Bodensee — wie anderwärts schwärmerisch gesagt worden ist — die „Drehscheibe des Binnenschiffahrtverkehrs" werden wird.

Als Anhänger und Propagandist von Rudolf Gelpke, dem begeisterten und unermüdlichen Vorkämpfer für die Regulierung des Rheins zwischen Basel und Straßburg, erwähnt der Verfasser ebensowenig die Möglichkeit einer Kanalisierung als die ungewöhnlich großen technischen Schwierigkeiten einer Regulierung dieser Rheinstrecke als auch schließlich das drohende Gespenst eines etwaigen französischen Seitenkanals. Er erwähnt, was von seinem Standpunkte aus durchaus berechtigt ist, auch nicht die Verkehrsminderung, die nicht nur die deutschen Häfen zu Mannheim und Kehl nebst dem mit diesen verbundenen Handel, sondern auch die dortigen deutschen Reichsbahnen durch die Schaffung dieser Wasserstraße erfahren würden, und daß für diese Beeinträchtigungen deutscher Belange große Beträge deutschen Geldes aufgewendet werden sollen.

Vielleicht wird die mit Karten und Bildern reich ausgestattete, mit ausführlichem Quellennachweis versehene und leicht lesbare Schrift Volkswirte und Verkehrstechniker veranlassen, dem Für und Wider dieser wichtigen Frage ihre Aufmerksamkeit zuzuwenden. Ottmann.

Freitragende Holzbauten. Von C. Kersten. 2. Auflage. VIII + 340 S. mit 742 Textabb. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 36 R.-M.

Die 1. Auflage des Kerstenschen Werkes erschien im Jahre 1919 im Verfolg der vom Verfasser eingeführten und geleiteten Berliner „Bautechnischen Vorträge und Übungen". Das Werk sollte damals den Beweis erbringen, in welch hervorragendem Maße sich in wenigen Jahren die Technik der ingenieurmäßig entworfenen Holzbauten entwickelt hatte.

Die vorliegende 2. Auflage hat mit der ersten Veröffentlichung nicht viel mehr gemein als den Buchtitel. Die kräftige Weiterentwicklung der Theorie und Praxis des Ingenieur-Holzbaues in der allerletzten Zeit hat den Verfasser veranlaßt, den Stoff nicht mehr wie in der 1. Auflage nach den verschiedenen Bauweisen, sondern ausschließlich nach Wesensart und Anwendungsgebiet zu behandeln, wodurch es möglich war, der Bedeutung der einzelnen Bauweisen gerecht zu werden und Wiederholungen zu vermeiden. Nicht weniger als 600 vortreffliche neue Abbildungen, die der Verfasser großenteils dem Entgegenkommen deutscher Holzbaufirmen verdankt, sind der Beweis dafür, daß tatsächlich etwas Neues geschaffen wurde. Besonderer Wert ist dabei gelegt auf die Wiedergabe von deutschen Bauzeichnungen, um das Buch dem in der Praxis stehenden Ingenieur und Zimmermann nützlich zu gestalten. Von eingehenden theoretischen Erörterungen ist zwar abgesehen, doch sind im Schlußabschnitt — unter Hinweis auf die Fachliteratur — genügende Angaben gemacht über die Festigkeit und zulässigen Beanspruchungen der Bauhölzer. Einen wichtigen Abschnitt des Buches bildet die ausführliche Behandlung der verschiedenen Dübel und sonstigen neuzeitlichen Verbindungsmittel. Darauf folgen die fachwerkgegliederten und vollwandigen Träger in zahlreichen Bauweisen sowie einige Angaben über Werkstattarbeit und Bauausführung. Den Hauptteil bildet der Abschnitt „Konstruktionsregeln und Ausführungsbeispiele", der sich gliedert in fachwerkartige Dachbinder auf zwei Stützen, Dreigelenk-Dachbinder, Dachbinder mit gebogenem Obergurt, Hallenbinder in Rahmen- und Bogenform, andere Anwendungsgebiete aus dem Hochbau, und der zum Schluß die wichtigsten Ingenieurbauten berücksichtigt, insbesondere neuzeitliche Brücken, Lehrgerüste, Krananlagen, Tribünen, Turm- und Fassadengerüste, Maste.

Bedauerlich ist, daß die inzwischen erschienenen amtlichen Vorschriften über den Holzbau (vom 12. Dezember 1926) bei Drucklegung des Buches noch nicht bekannt waren und deshalb nicht berücksichtigt werden konnten, so daß dem Werke in gewisser Hinsicht eine einheitliche Grundlage fehlt. Die nächste Auflage wird diesen Mangel ohne Zweifel beseitigen.

Das geschmackvoll und würdig ausgestattete Buch dürfte seine Aufgabe, dem Schüler und jungen Ingenieur, Techniker und Zimmermann ein anschauliches Bild von dem derzeitigen Stande des Ingenieurholzbaues zu gewähren, in mustergültiger Weise erfüllen. Sein Studium und seine ausgiebige Benutzung bei Lösung praktischer Aufgaben kann nur warm empfohlen werden.

Ein kurzgefaßter Auszug aus dem vorstehend besprochenen Werke ist unter dem Titel „Lehrheft des freitragenden Holzbaues" im November 1926 gleichfalls im Verlage von Julius Springer erschienen. Der Preis dieses 16 S. mit 38 Abb. umfassenden Heftes beträgt 0,80 R.-M., bei Massenbezug tritt Ermäßigung des Preises ein. Ls.

DIN-Normblatt-Verzeichnis, Frühjahrsausgabe 1927. Berlin S 14 1927. Beuth-Verlag G. m. b. H. Preis 2 R.-M., für regelmäßige Bezieher 1,60 R.-M.

Wie die Normung aus ihrem ersten Arbeitsgebiete, dem Allgemeinen Maschinenbau, heraus im Laufe der Jahre in fast alle Wirtschaftsgebiete Eingang gefunden hat, so wird auch das halbjährlich neuerscheinende Normblattverzeichnis immer mehr zu einem unentbehrlichen Handwerkszeug für jeden, der mit der Normung zu tun hat. Das bei der vorigen Auflage zum erstenmal eingerichtete „Daumenregister" auf der rechten Buchseite erscheint zweckmäßig, weil es den Gebrauch des Buches wesentlich erleichtert; es ist deshalb auch diesmal wieder angeordnet worden. Wichtig sind die am Schlusse des Sachteils übersichtlich zusammengestellten Normblatt-Änderungen; denn diese Aufstellung ermöglicht dem regelmäßigen Bezieher des Normblatt-Verzeichnisses eine bequeme Kontrolle, ob seine Normblatt-Sammlung auf dem laufenden ist. Ls.

Asphaltstraßenbau, neuere Baustoffprüfungen. Von Dr. Karl Krüger. 44 S. Leipzig-Gautzsch. Verlag von F. R. Winter & Co.

Verfasser hat die bekannten Verfahren zusammengestellt und durch die Beschlüsse des V. internationalen Straßenkongresses in Mailand 1926, der zu diesen Fragen auch Stellung genommen hat, erweitert. Es werden behandelt die natürlichen Bitumina und hier über die Begriffe Dehnbarkeit, Bindekraft und Haftfestigkeit einige Erläuterungen gegeben. Der zweite Abschnitt bringt die Prüfungen des Gesteinsmaterials und der Mischungen. Am Schlusse werden die Kongreßbeschlüsse aufgeführt. Die Schrift liefert einen guten Beitrag für die gegenwärtigen Bestrebungen zur Vereinheitlichung der Prüfungsverfahren der Straßenbaustoffe.

Dr. Neumann, Stuttgart.

Eingegangene Bücher.

Mitteilungen des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verbandes E. V. 1927, Nr. 19. **Das württembergische Wasserrecht, in seinen Grundzügen dargestellt.** Von Dr. Wilhelm Hofacker, Ministerialrat in Stuttgart. 58 S. Durch die Verbandsgeschäftsstelle zum Preise von 2 R.-M. zu beziehen.

Praktische Rechenbildkunde (Nomographie). Von Dr. F. Wenner, Professor an der Technischen Hochschule Aachen. 78 S. mit 30 Abb. Aachen 1926. Aachener Verlags- und Druckerei-Gesellschaft. Preis 3 R.-M.

Die Organisation des Fernmeldewesens der Deutschen Reichsbahn in wirtschaftlicher und betrieblicher Hinsicht. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. A. van Biema, Mitglied der Reichsbahndirektion Halle. 76 S. mit 23 Abb. und 6 Tafeln. Berlin 1926. Verlag der Verkehrswissenschaftlichen Lehrmittelgesellschaft m. b. H. bei der Deutschen Reichsbahn. Preis kart. 5 R.-M.

Reihe der Kosmos-Hausbücher. **Ein Wohnhaus.** Von Bruno Taut. 118 S. mit 176 Abb. Stuttgart 1927. Franckh'sche Verlagshandlung W. Keller & Co.

Revue du Génie militaire (Extrait). **Le Chemin de Fer de Mourmansk.** Von Ingenieur Kandaouroff. 15 S. mit 10 Abb. und 1 Tafel. Paris 1927. Berger-Levrault.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang — BERLIN, 3. Juni 1927 — Heft 25

Alle Rechte vorbehalten.

Neues Bauverfahren bei der Untergrundbahn in Hamburg.

Von Dr.-Ing. **B. Siebert**, Hamburg.

Die Hamburger Hochbahn Aktiengesellschaft hat im Jahre 1926 mit dem Bau einer neuen Hoch- und Untergrundbahnlinie von der Kellinghusenstraße bis zum Jungfernstieg (Abb. 1) begonnen. Die Bedeutung dieser Strecke liegt darin, daß die das nördliche Gebiet des Hamburgischen Staates aufschließende Zweiglinie Kellinghusenstraße—Ohlsdorf—Ochsenzoll von der Ringlinie abgetrennt und selbständig in die innere Stadt eingeführt werden soll. Die Fahrgäste brauchen daher künftig nicht mehr den Umweg über das Elbufer (Landungsbrücken) zu machen und die Ringlinie wird entlastet.

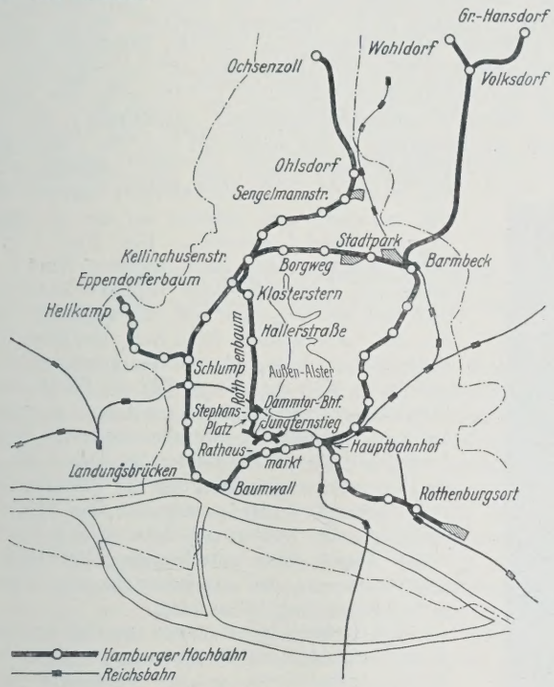


Abb. 1.

Die neue Linie verläuft in ihrem nördlichen Teil bis über den Isebeckkanal hinweg oberirdisch und geht neben der Haltestelle Eppendorfer Baum der Ringlinie zur Untergrundbahn über. Als solche verläuft sie im Eppendorfer Baum und der Rothenbaumchaussee bis zum Loignyplatz und führt weiter unter dem Stephansplatz und den Colonnaden nach dem Jungfernstieg. In der südöstlichen Ecke der Binnenalster soll eine sechsgleisige Haltestelle unter dem Wasser angelegt werden. Gegenwärtig wird an der Strecke nördlich des Isebeckkanals und an der südlich davon belegenen Rampe gebaut; ferner an der Untergrundbahnstrecke im Zuge der Rothenbaumchaussee. Bei dieser Untergrundbahnbaustelle werden die Erdarbeiten mittels einer Vereinigung von mechanischen Hilfsmitteln erledigt, die als neuartig anzusehen ist, wenn auch die einzelnen mechanischen Hilfsmittel bekannt sind. Die Ausgestaltung des Tunnels ist die bekannte (vergl. Abb. 2). Sie besteht aus einem Eisengerüst, dessen seitliche Stützen einbetoniert sind, so daß sie als Eiseneinlagen wirken, während die Deckenträger durch Betonkappen miteinander verbunden werden. Die Mittelstützen stehen frei. Seitenwände und Decke werden zum Schutze gegen die Feuchtigkeit mit asphaltierten Pappschichten isoliert. Dort, wo der Tunnel ins Grundwasser eintaucht, ist eine durchgehende Sohle mit Grundwasserisolierung vorgesehen. Die Abmessungen sind die gleichen wie beim bisherigen Netz, abgesehen von einer geringen Erweiterung des Tunnels zur besseren Unterbringung von Leitungen.

Die Baugrube wird zwischen in 2 m Abstand eingerammten I-Eisen, je nach der Tiefenlage der Baugrube 8 bis 12 m lang, ausgeschachtet, wobei gleichzeitig die Wände der Baugrube zwischen den I-Eisen mit Holzbohlen verschalt und die I-Eisen durch Rundhölzer gegeneinander abgesteift werden.

Neuartig ist die eigentliche Erdförderung; sie geschieht folgendermaßen (Abb. 3):

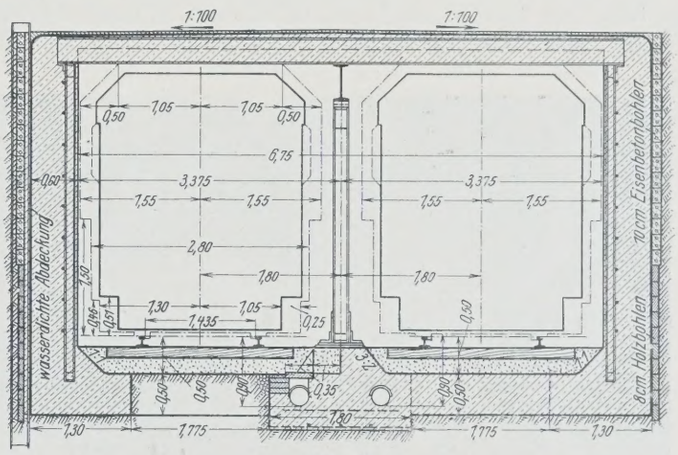


Abb. 2.

Ein Greifbagger löst den Boden und gibt ihn auf eine besonders angeordnete, etwa 30 m lange Förderbandanlage ab, auf der der Boden gleichzeitig um etwa 2,5 m gehoben wird. Von hier aus gelangt er in Straßenbahnförderzüge.

Der Grund dafür, daß man als Baggerart einen Greifbagger gewählt hat, liegt darin, daß

1. infolge der örtlichen Verhältnisse nur eine Förderung der Erdmassen auf der Straßenoberfläche in Frage kommt und
2. der Umfang der von dem Bagger zu fordernden Längs- und Querbeweglichkeit und Fähigkeit zwischen den obengenannten Rundholzsteifen zu fördern, nur durch einen Greifer erreicht werden kann.

Die Bandanlage ist notwendig, weil ein unmittelbares Beladen der Förderzüge durch den Greifbagger seitlich der Baugrube aus Raummangel im allgemeinen nicht möglich ist. Das Verschieben der Förderzüge selbst und das hinter ihnen notwendige Aufnehmen des Pflasters und der Schienen erfordert einen Arbeitsraum, den die Förderbandanlage überbrückt. Die Wahl der Straßenbahn als Fördermittel geschah mit Rücksicht darauf, daß der Untergrundbahnbau meistens durch Straßen führt, die bereits eine Straßenbahnlinie in ihrer Mitte besitzen, und weil auf diese Weise die Betriebskosten erheblich geringer als bei einer Abfuhr durch Pferde- oder Kraftwagenfuhrwerke sind. Doch ist immerhin die

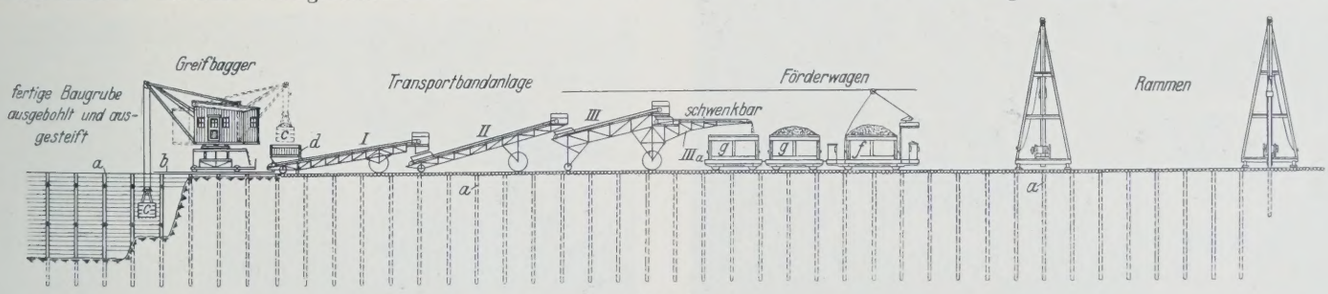


Abb. 3.

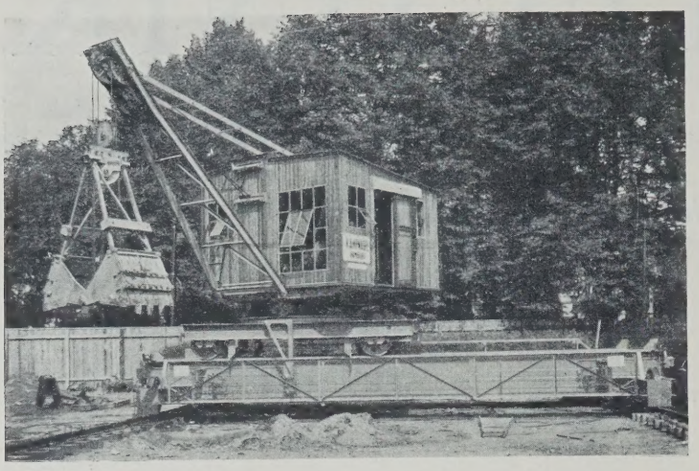


Abb. 4.

Verwendung der letztgenannten Fahrzeuge auch bei der bestehenden Anlage technisch möglich.

Der Greifbagger (Abb. 4) besteht aus folgenden Teilen: Eine fahrbare Bühne von 9,5 m Stützweite, die auf Schienen mit Querschwellenunterlage außerhalb der beiden Rammträgerreihen läuft, überbrückt die

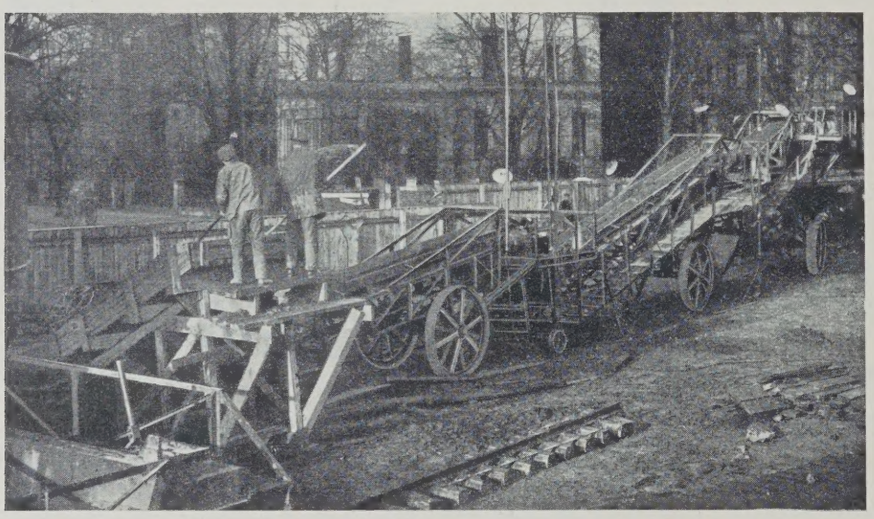


Abb. 5.

Baugrube der Breite nach. Sie ist in der Lage, Kurven bis zu 150 m Halbmesser zu durchfahren. Auf dieser Bühne bewegt sich quer zur Baugrubenachse der Unterwagen, auf diesem, um 360° drehbar, der Oberwagen mit dem eigentlichen Ausleger, dem Greiferkorb und der Maschinenanlage. Der Greiferkorb hat 0,8 m³ Inhalt und kann für schweren

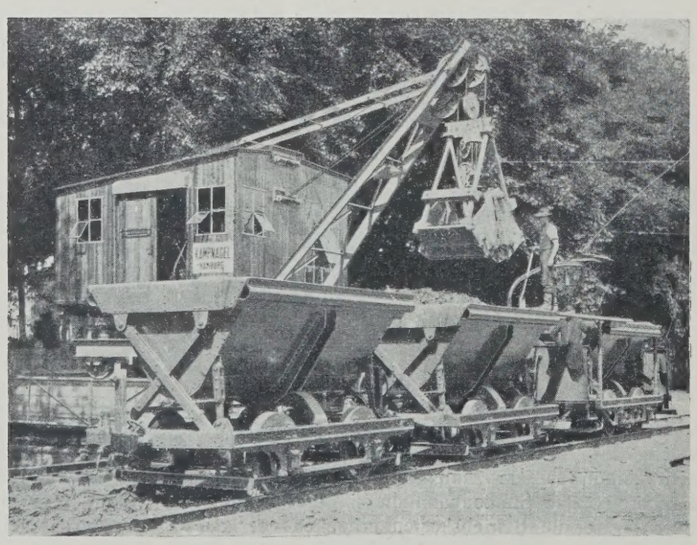


Abb. 6.

Boden mit besonders langen Schneidzähnen ausgerüstet werden. Die Rollenhöhe des Auslegers beträgt 6,50 m über S.-O., die Ausladung 5 m, die in besonderen Fällen bis auf 6 m vergrößert werden kann. Diese verhältnismäßig gedrungenen Maße sind notwendig mit Rücksicht auf die beiderseits der Baugrube stehenden Alleebäume, die auf dem größten Teil der neuen Linie angetroffen und geschont werden müssen, sowie mit Rücksicht auf die vorhandene Oberleitung der Straßenbahn. Da der Betrieb vier verschiedene Bewegungsarten des Greifbaggers erforderlich macht, wovon zeitweise drei gleichzeitig auszuführen sind, hat es sich als zweckmäßig erwiesen, die Bedienung durch zwei Leute durchzuführen. Von diesen bedient der eigentliche Baggerführer das Senken, Schließen, Heben des Greiferkorbes und Drehen des Oberwagens, während ein zweiter Mann die Längs- und Querbewegungen des Greifers steuert. Die theoretische Baggerleistung beträgt 30 bis 35 m³/Std. Die wirkliche Leistung ist naturgemäß von der Art des Bodens und von den angetroffenen Hindernissen (alten und im Betriebe befindlichen Sielen, Gas-, Wasser-, Elektrizitätsleitungen, Findlingen und dergl.) abhängig.

Der Antrieb dieses Gerätes ist elektrisch, und zwar wird der Strom dem vorhandenen Netz der Straßenbahn in einer Spannung von 550 V entnommen. Der Greifbagger ist von der Firma Kampnagel Eisenwerk (vorm. Nagel & Kaemp) A. G., Hamburg, geliefert worden, die ihrerseits die Lieferung des Greiferkorbes und des Windwerks der Firma Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona-Ottensen, übertragen hat.

Die Förderbandanlage (Abb. 3, 5 u. 7) besteht aus einer Aufgabeschurre und drei fahrbaren Bandträgern. Bandträger I und II tragen je ein Band, der Bandträger III die Bänder III und IIIa. Der Inhalt des Greiferkorbes *c* wird auf eine geneigte Schurre *d* von etwa 2 × 2 m Flächeninhalt entleert und von hier aus durch zwei Arbeiter auf das am niedrigsten liegende Band I gestoßen. Das Band I gibt den Boden auf das etwas höher liegende Band II ab und dieses auf das noch höher liegende Band III. Von hier fällt das Baggergut auf das wagerecht liegende, um 180° schwenkbare Band IIIa. Das Band IIIa kann seitlich nach links oder rechts geschwenkt werden und ist so hoch angeordnet, daß die Förderzüge unter ihm hindurchfahren können, und so lang, daß es die auf zwei Gleisen nebeneinander stehenden Förderzüge bestreichen kann. Die Förderzüge fahren also seitlich der Bandanlage auf. Während der Beladung auf dem einen Gleis kann der Leerzug auf dem anderen Gleis einfahren. Das Förderband IIIa wird nach Füllung des ersten Zuges ohne Unterbrechung der Baggerarbeit geschwenkt, so daß der Boden in den bereitstehenden Leerzug *f g g* fallen kann.

Die Förderbänder bestehen zum Teil aus vierfachen Baumwollbändern mit Gummieinlagen und einer 2 mm starken Gummidecke auf der Förderseite und einer 1 mm starken Gummidecke auf der Laufseite; neuerdings werden Bänder verwendet, die aus einem wasserabweisend getränktem Baumwollkern mit den entsprechenden Gummiauflagen bestehen. Der Antrieb geschieht so, daß das beladene Band gezogen wird.

Jeder Bandträger besteht aus einer Eisenfachwerkkonstruktion mit je einem Paar großer, breiter Laufräder und einem kleineren Paar Steuerräder. Die Bänder werden, dem Baggerfortschritt entsprechend, durchschnittlich täglich einmal vorgefahren; als Antrieb dient der Bandmotor nach Betätigung einer Kupplung. Der zum Antrieb erforderliche Strom wird gleichfalls dem Straßenbahnoberleitungsnetz entnommen. Die ganze

Abb. 7.

Förderbandanlage ist so kräftig gebaut, daß sie den wechselnden Ansprüchen, auch bei schwerstem und nassem Boden, genügt.

Die verwendeten Straßenbahnförderzüge (Abb. 6 u. 7) stellen gleichfalls eine technische Neuerung dar. Sie bestehen aus einem Motorwagen und zwei Anhängern. Diese Wagenanzahl entspricht den üblichen Straßenbahnmotorstärken. Jeder Wagen trägt ein Fördergefäß, das nach dem Grundsatze des Selbstkippers gebaut ist. Im vorliegenden Fall ist eine große Mulde gewählt worden, die es zuläßt, auch nassen Boden zu fördern, ohne daß die Straßen beschmutzt werden, was man bei Kastenkippern infolge der Seiten- oder Bodenklappen nicht erwarten darf. Die in Zusammenarbeit zwischen der Hamburger Hochbahn Aktiengesellschaft und der Firma Fried. Krupp, Essen, konstruierten Muldenkipper besitzen als Aufhängevorrichtung die von Krupp bei anderen Wagen bereits angewandte Scherenkonstruktion. Hierdurch war es möglich, die Mulde so tief zu lagern, daß die Höhe des Schwenkbandes IIIa der Förderbandanlage, das über die Förderwagen hinweg schwenken muß, in Grenzen bleibt, die sich mit der Örtlichkeit (Alleebäume, Oberleitung, Brücken usw.) vertragen. Im übrigen ist die Mulde in Verbindung mit der Schere so gebaut, daß sie sich im gefüllten Zustande, wie auch im geleerten gekippten Zustande jeweils im labilen Gleichgewicht befindet. Sowohl bei der Füllung als auch nach der Entleerung im gekippten Zustande wird die Mulde durch eine besondere Totpunktverriegelung festgehalten. Die Mulde wird jeweils durch nur einen Mann mittels eines Handgriffs entriegelt; sie entleert sich hierauf selbsttätig und richtet sich von selbst wieder auf. Die Mulde des Triebwagens faßt 4 m³, die Mulde eines Anhängewagens 5 m³, gestrichen voll gemessen.

Die gesamte Anlage hat sich unter recht ungünstigen Verhältnissen gut bewährt. Es wurde ganz zäher Lehm und sehr fester Mergel bei ungünstigen Witterungsverhältnissen gebaggert und gefördert, ohne daß Störungen grundsätzlicher Art aufgetreten sind. Bei leichterem Boden werden Tagesleistungen bis zu 700 m³ Boden (in fester Masse gemessen) erzielt, was einem täglichen Fortschritt von rd. 14 lfd. m Baugrube entspricht.

Dieser neuartige Bauvorgang ermöglicht nun, die einzelnen Arbeitsvorgänge, die zur Herstellung des Tunnels notwendig sind, zeitlich und räumlich verhältnismäßig kurz hintereinander folgen zu lassen. Es wird daher sowohl an Bauzeit als auch an Länge der jeweiligen Baugrube gespart. Verglichen mit dem früher angewandten Bauverfahren ist diese Ersparnis sogar sehr erheblich. Damit Hand in Hand geht naturgemäß eine wesentliche Verbilligung des Erdaushubes und der Abfuhr; besonders bei den angetroffenen schweren Bodenarten wären diese wesentlich teurer geworden, wenn man den Boden nach dem früheren Verfahren gefördert, d. h. mit Hand ausgeschachtet, innerhalb der Baugruben mit Kippwagen verfahren, an einer bestimmten Stelle durch eine Winde gehoben und durch Fuhrwerke abgefahren hätte.

Auch in organisatorischer Hinsicht ist die Verwendung dieser Einrichtung bemerkenswert. Da zu der Bedienung der Anlage eine geschulte Belegschaft notwendig ist, die die Eigenheiten der Anlage kennt, so hat sich die Hamburger Hochbahn Aktiengesellschaft entschlossen, diesen Betrieb mit eigenen Leuten auszuführen. Die Arbeit des Bauunternehmers setzt unmittelbar hinter dem Bagger ein, und zwar mit dem querschnittmäßigen Nacharbeiten des Bodens an den Wänden und der Sohle, sowie mit der Ausbohlung und der Aussteifung. Gleichfalls hat der Unternehmer die Baggertiefe anzugeben und ist für die Sicherheit gegen Beschädigungen und Einsturz, die ja in erster Linie von dem rechtzeitigen und genügenden Ausbohlen und Absteifen abhängen, verantwortlich.

Diese gemischte Betriebsweise hat sich bislang gut bewährt.

Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Vortrag, gehalten auf der 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins, am 18. März 1927.

Von Prof. **Spangenberg**, München.

Auf der 27. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1924 habe ich in einem Vortrage[1]) über „Eisenbetonbogenbrücken für große Spannweiten“ verschiedene Probleme des Wölbbrückenbaues behandelt, die zwar ein erhebliches Interesse und einen besonderen Reiz für den Bauingenieur haben, die jedoch ihrer Natur nach verhältnismäßig selten bei Bauaufgaben an ihn herantreten. Die folgenden Mitteilungen beziehen sich auf Gewölbe normaler Spannweite, bis etwa 50 m, also auf Brückenbauten, die gerade jetzt beim Ausbau unserer Wasserwege, bei der Verbesserung unseres Straßennetzes und bei der allmählichen Elektrisierung unserer Bahnen in großer Zahl auszuführen sein werden. Ich beschränke mich dabei auf gewölbte Brücken aus Beton, da Mauerwerk ja der höheren Kosten wegen als Baustoff für Brückengewölbe bei uns nur noch in Ausnahmefällen verwendet wird; ferner sind volle, nicht in Rippen aufgelöste Tonnengewölbe vorausgesetzt.

Es sind vornehmlich zwei grundsätzliche Fragen, die bei jedem Entwurf eines Brückengewölbes aus Beton an den Konstrukteur herantreten:

1. Soll der Bogen mit Gelenken oder ohne solche ausgeführt werden? und
2. soll das Gewölbe eine Eisenbewehrung erhalten oder nicht?

Man darf wohl jetzt als allgemeine Anschauung feststellen, daß man für jedes wichtigere Betongewölbe mindestens eines dieser beiden konstruktiven Hilfsmittel anwenden muß; Meinungsverschiedenheiten bestehen nur über ihre zweckmäßige Auswahl und insbesondere über ihre gleichzeitige Anwendung.

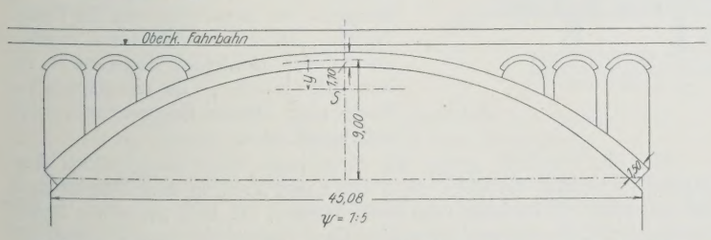


Abb. 1. Eingespannter Bogen einer Straßenbrücke aus Bruchsteinmauerwerk, Verkehrslast $p = 500$ kg/m².

Wenn manche Ingenieure, im Hinblick auf die großen Leistungen im Steinbrückenbau, sich gegen diese Hilfsmittel und namentlich gegen die Gelenke ablehnend verhalten, so ist darauf hinzuweisen, daß Beton gewisse andere Materialeigenschaften besitzt als Mauerwerk, wodurch in einem eingespannten Bogen aus Beton erheblich ungünstigere Beanspruchungen entstehen, als in dem gleichen Gewölbe aus Bruchsteinmauerwerk. Abb. 1 sowie Tabelle 1 u. 2 zeigen diesen Unterschied an einer Straßenbrücke von 45 m Spannweite und $^1/_5$ Stich. Die Berechnung ist nach der Elastizitätstheorie durchgeführt, wobei die Grenzwerte der Randspannungen aus Verkehr, wie übrigens an allen folgenden Beispielen, mit Hilfe der Einflußlinien für die Kernpunktmomente ermittelt sind.

Tabelle 1.
Vergleich zwischen Bruchsteingewölbe und Betongewölbe.

	Mauerwerk	Beton
E	80 000 kg/cm²	210 000 kg/cm²
α	$0{,}8 \cdot 10^{-5}$	$1{,}0 \cdot 10^{-5}$
t	$-10°$	$-25°$
$E \alpha t$	$-6{,}4$	$-52{,}5$
H_{-t}	$-1{,}51$ t	$-12{,}33$ t
$H_{\delta = 1\,\mathrm{cm}}$	$-4{,}17$ t	$-10{,}9$ t

Zunächst ist das Elastizitätsmaß des Betons wesentlich größer als das von Bruchsteinmauerwerk. Für dieses ist hier ein Mittelwert von 80000 kg/cm² angenommen[2]), für Beton 210000 kg/cm², obwohl guter Gewölbebeton meist einen noch höheren Wert von E haben wird. Die Wärmedehnungszahl α ist bei Beton nur wenig größer als bei Mauerwerk, dagegen ist für Beton eine um 15° höhere Temperaturabnahme eingesetzt, um den Einfluß des Schwindens zu berücksichtigen. Bei Mauerwerk ist dieser Einfluß unerheblich, er äußert sich im wesentlichen nur in dem Zementmörtel der Fugen, bei Beton ist das Schwindmaß nach Beobachtungen an ausgeführten Brückenbauten im allgemeinen größer als der in den amtlichen Eisenbetonbestimmungen vorgeschriebene und auch hier benutzte Wert von $\frac{15}{10^5}$; in der Schweiz ist z. B. die Berücksichtigung eines Schwindmaßes von $\frac{25}{10^5}$ verlangt. Die Spannungen infolge Temperaturerniedrigung und Schwinden sind dem Werte $E \alpha t$ proportional und also bei dem Betongewölbe mindestens achtmal größer als bei dem gleichen Gewölbe in Mauerwerk. Auch gegen Widerlagerverschiebungen ist das Betongewölbe, entsprechend dem größeren E, zwei- bis dreimal so empfindlich als der gemauerte Bogen. (Vergl. die Werte von H für $\delta = 1$ cm in der letzten Zeile der Tabelle 1). Ohne Berücksichtigung dieses Einflusses wirkt sich der Unterschied in den Materialeigenschaften nach

[1]) Vergl. die Veröffentlichung „Eisenbetonbogenbrücken für große Spannweiten“, Berlin 1924, Verlag von Julius Springer.

[2]) Aus den Scheitelsenkungen des Purkersdorfers Versuchsgewölbes (Bruchsteinmauerwerk aus Sandstein) wurde $E = 67000$ kg/cm² berechnet; Melan empfiehlt als Durchschnittswert für Bruchsteinmauerwerk $E = 50000$ bis 70000 kg/cm², Schaechterle 50000 bis 150000 kg/cm².

Tabelle 2.
Grenzwerte der Randspannungen in kg/cm² (ohne Widerlagerverschiebung).

	Mauerwerk		Beton	
	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u
Scheitel	+ 23,1	+ 4,9	+ 33,9	— 7,8
Kämpfer	+ 0,0	+ 26,6	— 19,6	+ 44,2

Tabelle 2 wie folgt bei den Grenzwerten der Randspannungen aus: Während in dem gemauerten Bogen eine größte Druckspannung von 26,6 kg/cm² und noch keine Zugspannung auftritt, erhält man im Betongewölbe eine Druckspannung von 44,2 kg/cm² und eine Zugspannung von 19,6 kg/cm². Das Gewölbe nach Abb. 1 wäre also in Bruchsteinmauerwerk ausführbar, dagegen nicht als gelenkloses Betongewölbe ohne Bewehrung. Bekanntlich werden die Zugspannungen um so größer, je flacher das Gewölbe wird; aber auch bei noch steileren Betongewölben kommt man bei den jetzt üblichen Verkehrslasten nicht ohne Zugspannungen aus.

Es stehen nun drei Wege für den Konstrukteur offen: 1. die Zugspannungen im eingespannten Gewölbe durch eine Eisenbewehrung aufzunehmen oder 2. im statisch bestimmten unbewehrten Dreigelenkbogen die Zugspannungen auszuschalten oder 3. durch Einbau von Gelenken die Zugspannungen zu verringern und gleichzeitig eine — nun wesentlich geringere — Bewehrung als im gelenklosen Bogen anzuordnen. Der erste Weg führt oft, namentlich bei flachen Gewölben oder bei großer Verkehrslast zu sehr kräftigen und unwirtschaftlichen Bewehrungen; er hat außerdem ganz zuverlässigen Baugrund zur Voraussetzung. So verlockend der zweite Weg, der Dreigelenkbogen ohne Bewehrung, erscheint, so ergibt er doch, wie weiter unten gezeigt wird, häufig Nachteile, so daß sich der dritte Weg, die Kombination von Gelenken und Bewehrung, nicht selten als beste Lösung erweist.

Über die statischen und konstruktiven Vorzüge der Gelenke braucht man heute bei uns kein Wort mehr zu verlieren. Werden doch in Deutschland Gelenke in gewölbten Brücken mehr als anderswo bevorzugt und ist doch gerade hier die Konstruktion der verschiedenen Gelenkarten in mustergültiger Weise durchgebildet worden. Wohl aber liegt die Frage nahe, warum in Deutschland, im Gegensatz zum Auslande, gerade der unbewehrte Dreigelenkbogen aus Stampfbeton weitaus am häufigsten als Ausführungsform für gewölbte Brücken angewandt worden ist. Ich glaube, daß sich dies ungezwungen aus der geschichtlichen Entwicklung erklären läßt. Als Köpcke 1880 die Gelenke in gewölbten Brücken einführte, war der Eisenbetonbau in Deutschland noch unbekannt, wohl aber gab es damals bei uns bereits eine hochentwickelte Betonindustrie. Diese griff die Möglichkeit, mit Hilfe des Dreigelenkbogens zugspannungsfreie Gewölbe zu bauen und damit dem Stampfbeton ein großes Betätigungsfeld zu erschließen, tatkräftig auf, und namentlich die Firmen, die Zementwarenfabriken und dadurch einen Stamm geschulter Facharbeiter besaßen, wie Dyckerhoff & Widmann, Hüser, Windschild & Langelott, entwickelten die Technik des Dreigelenkbogens aus Stampfbeton zu hoher Vollendung. Auch als der Eisenbetonbau sich in Deutschland ausbreitete, hielt man an dieser bei zahlreichen Bauten erprobten Ausführungsform fest. Nicht nur bei den Firmen, sondern auch bei den Bauverwaltungen, besonders bei den Eisenbahnbehörden, bestand eine starke Abneigung gegen die Anwendung des Eisenbetons im Brückenbau, was angesichts der fehlenden Erfahrungen über das Verhalten der neuen Bauweise unter den wechselnden Beanspruchungen der Verkehrslasten anfangs durchaus begreiflich war. Auch eine Überschätzung der Eigenschaften des erdfeuchten Stampfbetons im Bauwerk — auf Grund der Festigkeitsergebnisse der Würfelprobe — begünstigte diese Entwicklung und führte zur Ablehnung des im Eisenbetonbau notwendigen plastischen Betons. Die weitgehende Bevorzugung des unbewehrten Dreigelenkbogens reicht bis in die neueste Zeit; die 70 m weit gespannte Stampfbetonbrücke über das Wahnbachtal, über die 1926 in der Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins berichtet wurde, darf wohl als der Höhepunkt dieser Entwicklung, vielleicht aber auch als ihr Endpunkt, bezeichnet werden.

Gerade in dem Vortrage über dieses bedeutsame und mit besonderer Sorgfalt ausgeführte Bauwerk sind anschließend an den Flensburger Brückeneinsturz und an bestimmte Fragestellungen von Reichsbahnrat Blunck durch Regierungsbaumeister Schmidt[3]) gewisse Bedenken gegen die Bewehrung von Gewölben geäußert worden, die ich nach meinen Erfahrungen nicht zu teilen vermag. Insbesondere sollen die Eiseneinlagen die Herstellung des Gewölbes in Lamellen erschweren, unter Umständen sogar unmöglich machen. Ich habe Gelegenheit genommen, diese Frage bei einem Brückenbau, der im vergangenen Jahre unter meiner Mitwirkung ausgeführt wurde, praktisch zu prüfen. Damit die Formänderungen des Lehrgerüstes und die anfänglichen Schwindungen des Betons vor sich gehen können, bevor größere zusammenhängende Teile des Gewölbes vorhanden sind, ordnet man die Lamelleneinteilung ja meist so an, daß zuerst die freie Länge der Kranzhölzer des Lehrgerüstes belastet wird und dazwischen Lücken über den Unterstützungspunkten der Kranzhölzer ausgespart bleiben, die erst später geschlossen werden.

Eine solche Stelle ist in Abb. 2 dargestellt, die das Verfahren zeigt, das beim Bau der Ruhrbrücke bei Blankenstein für die Bewehrung angewandt worden ist. Bei bewehrten Gewölben mit Gelenken kann man die Zugspannungen in mäßigen Grenzen halten, so daß die Bewehrung nicht sehr stark wird. Man ist dann in der Lage, für den Abstand der Eisen ein zweckmäßiges Maß zu wählen, etwa zwischen 35 und 25 cm, außerdem sollte die Stärke der Eisen möglichst nicht unter 16 mm betragen, damit sie selbst eine gewisse Steifigkeit besitzen und sich beim Einbringen des Betons nicht verbiegen. Zuerst werden die unteren Eisen verlegt, die durch Betonklötzchen im richtigen Abstande von der Gewölbeschalung gehalten werden. Dann werden die Lamellenschalungen bis zur Höhe der oberen Längseisen aufgestellt. Sie besitzen zur Durchführung der unteren Längseisen Schlitze, die durch eine besondere Leiste gedeckt werden. Hierauf werden die oberen Längseisen eingebaut, die durch die Lamellenschalungen und soweit nötig noch durch besondere Notstützen gehalten werden, und anschließend kann das ganze Eisengerippe verbügelt und gebunden werden. Der oberste Teil der Lamellenschalung wird durch besondere Bretter gebildet, die auf den oberen Längseisen aufsitzen. Das spätere Entfernen der Lamellenschalung zwecks Ausbetonierung der Lücken geschieht, soweit es nicht durch die Bewehrung hindurch möglich ist, nach der Seite hin durch eine einstweilige Öffnung in der Stirnschalung. So hat sich die Betonierung in Lamellen ohne jede Schwierigkeit für die bewehrten Gewölbe durchführen lassen. Diese Anordnung deckt sich übrigens fast genau mit den im Herbst vorigen Jahres erschienenen Musterplänen der Deutschen Reichsbahn für bewehrte Gewölbe,[4]) die mir damals bei Ausführung dieses Brückenbaues noch unbekannt waren.

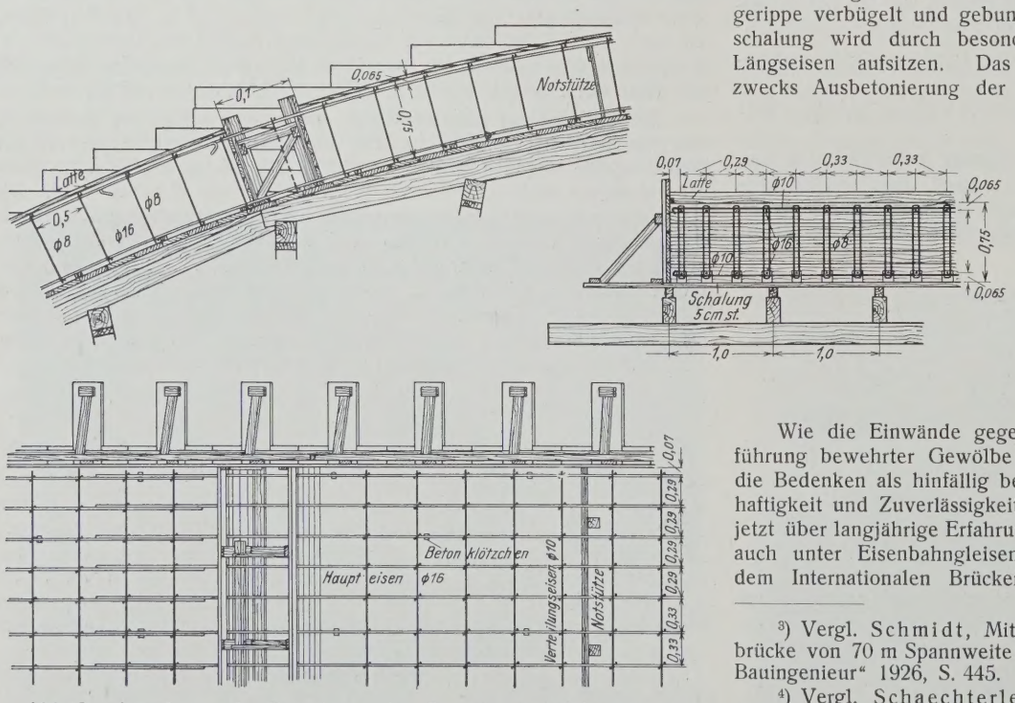


Abb. 2. Anordnung der Bewehrung für Gewölbe bei Betonierung in Lamellen.

Wie die Einwände gegen die Möglichkeit einer sachgemäßen Ausführung bewehrter Gewölbe nicht berechtigt sind, so dürfen heute auch die Bedenken als hinfällig bezeichnet werden, die man gegen die Dauerhaftigkeit und Zuverlässigkeit solcher Gewölbe gehabt hat. Wir verfügen jetzt über langjährige Erfahrungen über ihre gute Bewährung, insbesondere auch unter Eisenbahngleisen. So konnte Dr.-Ing. Schaechterle auf dem Internationalen Brückenbaukongreß 1926 in Zürich das folgende

[3]) Vergl. Schmidt, Mitteilungen über den Bau einer Stampfbetonbrücke von 70 m Spannweite in der Straße von Siegburg nach Much, „Der Bauingenieur“ 1926, S. 445.

[4]) Vergl. Schaechterle, Die Gewährleistung der Güte der Ausführung von Eisenbetonbrücken der Deutschen Reichsbahn. „Beton u. Eisen“ 1926, S. 340.

günstige Urteil[5]) abgeben: „Die Reichsbahndirektion Stuttgart hat mit bewehrten Gewölben die besten Erfahrungen gemacht; in keinem Falle sind an solchen Bauwerken Risse oder sonstige Betriebsschäden festgestellt worden". Auch aus meiner eigenen Praxis möchte ich ein Beispiel anführen. Im Jahre 1907, also vor 20 Jahren, sind in Deutschland die ersten Eisenbetongewölbe unter Eisenbahngleisen gebaut worden. Die eine dieser Brücken war eine Straßenunterführung von 17 m Spannweite unter drei Gleisen des Bahnhofs Lörrach in Baden, über die ich im Jahre 1908 im Deutschen Beton-Verein berichtet habe. Über ihrem jetzigen Zustand hat mir die Reichsbahndirektion Karlsruhe auf eine Anfrage im Dezember 1926 die folgende Mitteilung gemacht: „Bei einer in diesem Jahre vorgenommenen Besichtigung der von der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. im Jahre 1907 im Bahnhof erbauten Eisenbetonbrücke wurde festgestellt, daß sich das Bauwerk einwandfrei gehalten hat und keine Risse oder nasse Stellen aufweist." Damit sich Eisenbetongewölbe allgemein so gut bewähren, ist allerdings Voraussetzung, daß bei der Ausführung die gleiche Sorgfalt angewandt wird, wie es seinerzeit bei dieser Pionierarbeit des Eisenbetonbaues geschehen ist. Insbesondere ist aus dem Jahresbericht 1908 des Deutschen Beton-Vereins, S. 120 u. f., zu ersehen, welche große Beachtung man schon damals den heute so viel erörterten Materialfragen des Betons, namentlich auch der Biegezugfestigkeit, zugewandt hat.

Schließlich soll in diesem Zusammenhang noch auf ein Bauwerk hingewiesen werden, das im vergangenen Jahre in der Schweiz vollendet wurde, auf den Umbau des 80 m hohen und 380 m langen Grandfey-Viaduktes in der Linie Bern—Freiburg.[6]) Die bisherige, im Jahre 1862 erbaute, aus eisernen Gerüstpfeilern und Gitterträgern bestehende Talbrücke wurde durch einen Eisenbetonviadukt ersetzt, wobei die eisernen Pfeiler als Bewehrung der neuen Betonpfeiler benutzt und die sieben Gewölbe von 43 bis 49 m Spannweite ohne feste Gerüste als Melanbogen ausgeführt wurden. Dieses großartige Eisenbetonbauwerk ist ein beredtes Zeugnis dafür, welches hohe Vertrauen man heute in der Schweiz auf Grund der gemachten Erfahrungen den Eisenbetongewölben unter Eisenbahngleisen entgegenbringt.

Nach all diesen Darlegungen liegt also kein Grund mehr vor, daß man nicht auch bei Dreigelenkbogen, dort, wo es zweckmäßig ist, sich die Vorteile der Bewehrung zunutze macht. Es ist ja bekannt, daß erfahrene Konstrukteure schon öfter eine sogenannte Sicherheitsbewehrung in größere Dreigelenkbogen eingelegt haben, z. B. bei der Aarebrücke in Olten oder bei der Grünwalder Isarbrücke. Sie soll dazu dienen, rechnerisch nicht zu erfassende Zugspannungen aufzunehmen, wie sie infolge von ungleichmäßigen Setzungen des Lehrgerüstes oder von Unregelmäßigkeiten beim Ausrüstungsvorgang auftreten können. Auch erhöhen sie die Sicherheit bei etwaigen Abweichungen der tatsächlichen Bogenform von der berechneten, sowie bei unvorhergesehen größeren Exzentritäten der Stützlinie, wie sie besonders bei unvollkommenen Gelenken (Bleigelenken und Eisenbetonwälzgelenken) eintreten können.

Außer diesen Vorzügen, die die Bewehrung für alle Dreigelenkbogen bietet, gewinnt sie eine besondere Bedeutung für die sogenannten Zuggewölbe. Friedrich Engeßer hat wohl zuerst vorgeschlagen, die massiven Dreigelenkbogen in Druckgewölbe und Zuggewölbe einzuteilen.[7])

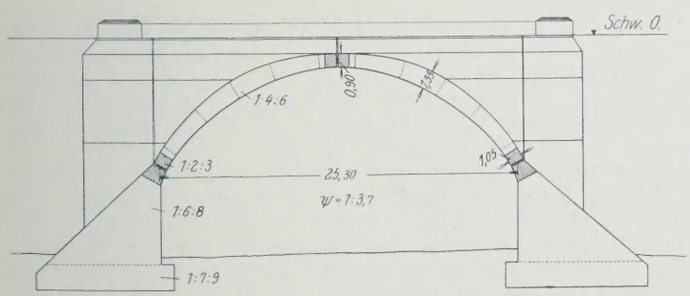


Abb. 3. Dreigelenkbogen einer Eisenbahnbrücke bei Bautzen i. Sa., als Beispiel eines Zuggewölbes ohne Bewehrung.

Bekanntlich muß bei einem unbewehrten Dreigelenkbogen die Fugenstärke d_m in der Mitte der Bogenschenkel so groß gewählt werden, daß zwei Bedingungen erfüllt sind: 1. die zulässige Druckspannung des Betons darf nicht überschritten werden, und 2. es darf keine Zugspannung auftreten. Je nachdem die erste oder die zweite Bedingung maßgebend ist, d. h. eine größere Fugenstärke ergibt, hat man ein Druckgewölbe oder ein Zuggewölbe vor sich. Bei einem Druckgewölbe ist auch die kleinste Randspannung noch eine Druckspannung von einiger Größe, bei einem Zuggewölbe ist die zulässige Druckspannung nicht ausgenutzt. Ein Dreigelenkbogen wird um so eher ein Zuggewölbe, je steiler er ist, je größer das Verhältnis der Verkehrslast zum Eigengewicht wird und je höher die zulässige Druckbeanspruchung liegt. Mit den Steigerungen der Nutzlasten infolge der Verkehrsentwicklung und mit der Erhöhung der zulässigen Druckspannung infolge der Verbesserung der Druckfestigkeit des Betons kommt man immer mehr zu Zuggewölben. Sie sind im allgemeinen durch die starken Anschwellungen in der Mitte der Bogenschenkel gekennzeichnet und haben meist ästhetisch sehr unbefriedigende Formen, so daß man sie oft nach außen gar nicht zu zeigen wagt, sondern an den Stirnen eine andere Bogenform vortäuscht. Abb. 3 zeigt ein solches typisches Zuggewölbe ohne Bewehrung, eine viergleisige Eisenbahnbrücke bei Bautzen, die im Jahre 1920 unter meiner Leitung von der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. für die Sächsischen Staatseisenbahnen erbaut wurde.

Gerade bei diesen Gewölben bietet die Bewehrung besondere Vorteile, weil man sie hier statisch und konstruktiv ausnutzen kann. Man bemißt dann die Gewölbe so, daß im unbewehrt gedachten Bogen mäßige Zugspannungen auftreten, wodurch die Bogenstärke vermindert, die Form wesentlich verbessert und die Belastung des Lehrgerüstes verringert wird.

Oft kann man dabei erreichen, daß die Kosten der Bewehrung durch Ersparnisse an Betonmasse und Lehrgerüst ausgeglichen werden. Da in solchen bewehrten Gewölben eine hohe zulässige Druckspannung des Betons gut ausgenutzt werden kann, wird man ganz von selbst einen zementreichen Beton verwenden, so daß es also nicht etwa nötig ist, die Eisen in einer fetteren Mischung zu verlegen. Vereinzelt sind Dreigelenkbogen schon nach diesen Gesichtspunkten mit Bewehrung ausgeführt worden, z. B. die Seitenöffnungen der Kaiser-Wilhelm-Brücke in Fürstenwalde a. d. Spree von Karl Bernhard,[8]) die Talbrücke Martinsfuhren von Wayss & Freytag A.-G.[9]) und neuerdings eine Flutbrücke mit 13 Öffnungen im Memelgebiet von der Siemens-Bauunion.[10])

Bei den Zuggewölben tritt nun noch ein weiterer Vorteil der Bewehrung am deutlichsten in Erscheinung, die Erhöhung der Sicherheit gegen Laststeigerungen. Man hat immer als einen besonderen Vorzug der gewölbten Brücken gerühmt, daß sie Laststeigerungen gut ertragen können. Tatsächlich zeigt sich aber, daß unbewehrte Betongewölbe, auch als Dreigelenkbogen, wegen der Zugspannungen gegenüber Lasterhöhungen empfindlich sind, am meisten natürlich die Zuggewölbe. Bewehrte Gewölbe, besonders solche mit Gelenken, verhalten sich trotz ihrer schwächeren Abmessungen und ihres geringeren Gewichtes hier viel günstiger. Bei ihnen hat eine Steigerung der Verkehrslasten nur eine mäßige Erhöhung der meistens sehr geringen Eisenzugspannungen zur Folge. Die gleichzeitig auftretende Erhöhung der Druckspannungen ist aber wegen der mit dem Alter zunehmenden Druckfestigkeit des Betons ganz unbedenklich.

In unbewehrten Betonbogen sind Zugspannungen besonders auch wegen der Herstellung der Gewölbe in Lamellen gefährlich. Die Fugen der stumpf aneinanderbetonierten Lamellen sind zweifellos die schwächsten Stellen des Gewölbes, und man hat gar keinen Anhaltspunkt darüber, wie groß dort die Zugfestigkeit ist, so daß man schon aus diesem Grunde in reinen Stampfbetonbogen keine Zugspannungen zulassen sollte. So sind bei der bekannten Belastungsprobe der Düsseldorfer Ausstellungsbrücke die Bruchrisse in diesen Fugen aufgetreten,[11]) und auch bei der vor kurzem infolge Erdrutschungen entstandenen Beschädigung einer Betonbrücke in Rosengarten bei Frankfurt a. d. Oder hat sich gezeigt, daß sich die Risse glatt in den alten Arbeitsfugen zwischen den Lamellen ausgebildet haben.[12]) Bei Zuggewölben liegen diese Verhältnisse oft deshalb noch besonders ungünstig, weil man sich wegen der geringen auftretenden Druckspannungen hat verleiten lassen, recht magere Betonmischungen für die Gewölbe anzuwenden, z. B. bei der Brücke Abb. 3 nur ein Mischungsverhältnis von 1 : 4 : 6 nach den damaligen Sächsischen Vorschriften. Man hat zuweilen behauptet, die Bewehrung beeinträchtige die Homogenität des Gewölbes; tatsächlich wird die durch die Arbeitsfugen gefährdete Homogenität durch die Eiseneinlagen gewährleistet.

Die Frage der Sicherheit gegen Laststeigerungen ist natürlich für Eisenbahnbrücken von besonderer Bedeutung. Die Deutsche Reichsbahn hat bekanntlich die drei Lastenzüge *G*, *E* und *N* festgelegt, die durch die Achslasten der Lokomotiven von 18, 20 und 25 t gekennzeichnet sind. Wie wenig auch große, unbewehrte Dreigelenkbogen aus neuerer Zeit in der Lage sind, die Laststeigerungen infolge des schwersten Lastenzuges aufzunehmen, zeigen zwei Beispiele aus Bayern: Für den 50 m weit gespannten Hauptbogen der 1906 erbauten Kemptener Illerbrücke[13]) von

[5]) Vergl. Schaechterle, Wirtschaftlicher Vergleich zwischen Eisenbeton- und Eisenbauten. „Schweiz. Bauztg." 1926, Bd. 88, S. 194.

[6]) Vergl. Bühler, Der Umbau des Grandfey-Viaduktes der Schweizerischen Bundesbahnen. „Schweiz. Bauztg." 1926, Bd. 88, S. 217 u. f.

[7]) Vergl. Engeßer, Über weitgespannte Wölbbrücken. Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen 1907, S. 403.

[8]) Vergl. Bernhard, Die Kaiser-Wilhelm-Brücke in Fürstenwalde a. d. Spree. Zeitschr. d. Vereines deutscher Ing. 1914, S. 314.

[9]) Vergl. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., Bd. VII, S. 353.

[10]) Vergl. Mitteilungen der Siemens-Bauunion 1926, Nr. 9.

[11]) Vergl. Jahrbuch des Deutschen Beton-Vereins 1909, S. 149 ff.

[12]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 3, S. 33.

[13]) Vergl. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., Bd. VII, S. 241.

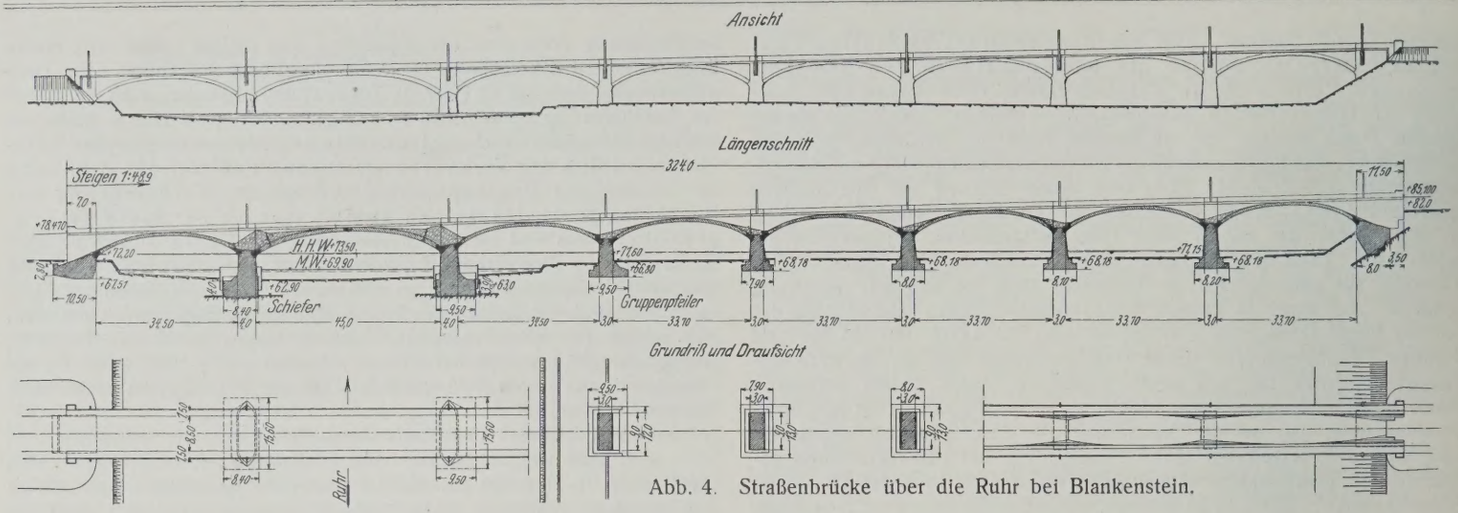


Abb. 4. Straßenbrücke über die Ruhr bei Blankenstein.

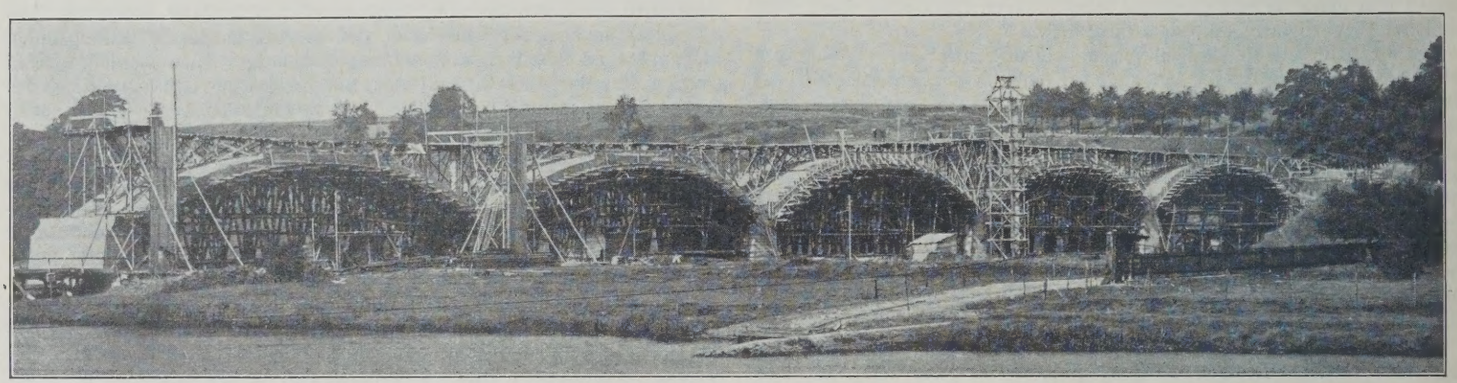


Abb. 5. Flutöffnungen der Ruhrbrücke Blankenstein während der Einrüstung und Betonierung.

rd. $^1/_6$ Stich errechnet sich ohne Stoßzuschlag eine Zugspannung von 8 kg/cm² unter dem Lastenzug *E* und eine Zugspannung von 16 kg/cm² unter dem Lastenzug *N*. Da die Linie München—Lindau als sogenannte *E*-Strecke gilt, wird die Brücke hierfür wohl noch ausreichen; für den Lastenzug *N* wäre sie zu schwach. Die aus dem Jahre 1907 stammende Hauptbahnbrücke über die Alz bei Garching hat als Mittelöffnung einen Dreigelenkbogen von 40 m Spannweite und 1 : 5,5 Pfeilverhältnis. In ihr würde unter dem Lastenzug *N*, gleichfalls ohne Stoßzuschlag gerechnet, die unzulässige Zugspannung von 20 kg/cm² auftreten. Hätte man das Gewölbe seinerzeit etwa mit je drei Rundeisen von 25 mm Durchmesser auf 1 m Breite oben und unten bewehrt, so erhielte man für die gleiche Laststeigerung jetzt nur eine Eisenzugspannung von 450 kg/cm² und eine größte Druckspannung von 60 kg/cm², die für einen 20 Jahre alten Beton ganz unbedenklich wäre. Eine Reichsbahndirektion schrieb mir vor kurzem, daß die in früheren Jahren geübte Sparsamkeit in den Betonabmessungen beim Entwerfen solcher Gewölbe sich jetzt bemerkbar macht und vielfach die Benutzung der Brücken für die neueren Lastenzüge erschwert. Richtiger wäre wohl zu sagen, daß die fehlenden Eiseneinlagen die Ursache des Übelstandes sind.

Bei Straßenbrücken spielt die Frage der Laststeigerung zwar nicht die große Rolle. Immerhin sollte man bei der heutigen noch ganz ungewissen Verkehrsentwicklung doch auch daran denken, namentlich in verkehrsreichen Gegenden z. B. in großen Industriegebieten, wo mit der Anlage von Überlandbahnen und ähnlichem gerechnet werden muß.

Entschließt man sich aus allen genannten Gründen zur Anwendung von Gelenken und Bewehrung, so kommt neben dem Dreigelenkbogen bei zuverlässigem Baugrunde nun auch der einfach statisch unbestimmte Zweigelenkbogen ernstlich in Frage, der überhaupt in bezug auf seine Anwendung für gewölbte Brücken bisher wohl etwas zu ungünstig beurteilt worden ist. So schreibt z. B. Melan in seinem bekannten vortrefflichen Lehrbuch:[14]) „Hinsichtlich des Einflusses der Temperatur, oder sonstiger Zusatzkräfte, diedurch Verschieben der Kämpfer oder durch axiale Verkürzung des Bogens hervorgerufen werden, verhält sich der Zweigelenkbogen, wenigstens was die Beanspruchung im Bogenscheitel betrifft, nicht günstiger als der gelenklose Bogen.“ Diese Behauptung ist nicht zutreffend, wie man allgemein aus den Formeln für die statisch unbestimmten Größen und für die Randspannungen erkennen kann. Weiter unten (vergl. Tabelle 3) ist durch die Vergleichsberechnung an einem Ausführungsbeispiel gezeigt, wie sich der Unterschied in den Grenzwerten der Randspannungen zwischen Zweigelenkbogen und eingespanntem Bogen zahlenmäßig auswirkt. Je flacher das Gewölbe ist, desto mehr verschieben sich die Ergebnisse zugunsten des Zweigelenkbogens.

Aber auch mit dem bewehrten Dreigelenkbogen vermag der Zweigelenkbogen in vielen Fällen durchaus in Wettbewerb zu treten. Aus praktischen Gründen darf man beim Dreigelenkbogen mit der Bewehrung nicht unter ein gewisses Mindestmaß heruntergehen, und diese Bewehrung reicht bei nicht allzu kleinem Pfeilverhältnis meist auch für den Zweigelenkbogen aus. Man spart bei ihm dann das Scheitelgelenk und hat bei klaren Auflagerungsverhältnissen doch den Vorteil der größeren Steifigkeit des statisch unbestimmten Systems, was z. B. bei Bogenreihen wegen der günstigeren Beanspruchung der Zwischenpfeiler erwünscht ist. Bisher sind Zweigelenkbogen für gewölbte Brücken nur selten ausgeführt worden; die größte Spannweite von 71 m hat die vor kurzem vollendete Traunfallbrücke bei Gmunden.

Die Anwendung der hier entwickelten Grundsätze bei einer Straßenbrücke soll an der im Bau begriffenen Brücke über die Ruhr bei Blankenstein in Westfalen gezeigt werden (Abb. 4). Die Brücke wird von der Firma W. Redeke & Co. in Köln erbaut; der Bauentwurf ist nach meinen Angaben aufgestellt, und bei der Ausführung habe ich als Berater der Bauherrschaft und der Firma mitgewirkt. Die 324 m lange Brücke liegt in der Steigung 1 : 50, die Fahrbahnbreite beträgt 8,5 m, beiderseits schließen sich 1,5 m breite, auskragende Fußwege an; als Belastung ist mit 500 kg/m² und mit einer 23-t-Dampfwalze gerechnet. Sämtliche acht Gewölbe haben Gelenke und Bewehrung. Die Hauptöffnung von 45 m Spannweite und rd. $^1/_9$ Stich ist als Dreigelenkbogen mit Stahlwälzgelenken ausgebildet. Alle übrigen Öffnungen, die Spannweiten zwischen 33 und 34 m und Pfeilverhältnisse von 1 : 7,2 bis 1 : 7,5 haben, sind Zweigelenkbogen mit Bleigelenken. Es dürfte dies wohl die umfangreichste Anwendung sein, die der Zweigelenkbogen bis jetzt im Wölbbrückenbau gefunden hat.

Zurzeit sind die fünf Flutöffnungen auf dem rechten Ufer fertiggestellt, Abb. 5 zeigt diese Gewölbe während der Einrüstung. Die drei Stromöffnungen, deren Pfeiler auch bereits hochgeführt sind, können erst nach Verlauf der Frühjahrshochwässer in diesem Jahre gebaut werden.[15])

[14]) Vergl. Melan, Der Brückenbau, 3. Aufl., Bd. II, S. 109.

[15]) Nach dem Bauprogramm sollten zuerst die drei Stromöffnungen ausgeführt werden. Bei der Gründung der Flußpfeiler traten jedoch unerwartete Schwierigkeiten auf, weil sich der gesunde Fels wesentlich tiefer vorfand, als man nach den Bohrungen erwartet hatte. Infolgedessen wurden, um an Bauzeit zu gewinnen, die fünf Flutöffnungen vor den Stromöffnungen fertiggestellt und ausgerüstet. Der Gruppenpfeiler (Abb. 4, Längsschnitt) mußte dabei im entgegengesetzten Sinne als vorgesehen beansprucht werden, was durch eine behelfsmäßige Auflast und Abstützung ermöglicht wurde. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Der Wert baulicher Versuche in den geschiebeführenden Flüssen.

Von Ministerialrat a. D. Dr. **Eduard Faber** in München.

Das jüngst erschienene inhaltreiche Buch: Die Wasserbaulaboratorien Europas, zu dem 18 Ingenieure Beiträge lieferten, ist ein glänzender Beleg für den hervorragenden Wert der Modellversuche. Anderseits wird im Schlußwort auf S. 422 in Übereinstimmung mit dem Urteil mehrerer Mitarbeiter hervorgehoben, daß die Flußbauversuche in den Modellgerinnen die größten Schwierigkeiten bieten.[1]) Bei dieser Sachlage erscheint es auffallend, daß auf S. 47 u. 48 des genannten Buches Prof. Engels schreibt: „Noch muß der weit verbreiteten irrigen Meinung entgegengetreten werden, daß die wirkliche, naturgroße Ausführung eines Bauwerks oder einer Regulierung der beste Versuch sei. So selbstverständlich das klingt, so falsch ist diese Meinung doch. An dem fertigen Bauwerk kann man recht wenig nachweisen.“ Diese Annahme wird damit begründet, daß Versuche im großen, wenn sie brauchbare Ergebnisse liefern sollen, meist unerschwinglich teuer wären und sehr lange dauern würden. Außerdem seien die Messungen wegen der Schwierigkeit der Ausführung erfahrungsgemäß ungenauer als beim Modellversuch, und schließlich sei es in Wirklichkeit gewöhnlich ausgeschlossen, die Versuche auf andere Verhältnisse auszudehnen. Der oft gerühmte Versuch in natürlicher Größe habe daher im allgemeinen wenig Wert und könne keineswegs dem richtigen Modellversuche als gleichwertig gegenübergestellt werden.

Die Ablehnung der Versuche in der Natur läßt vermuten, daß Engels etwas Besseres an deren Stelle zu setzen vermag. Dies ist jedoch nach seinen weiteren Äußerungen auf S. 51 nicht der Fall. Er schreibt: „Ist schon eine vollständige Ähnlichkeit zwischen Modell und Fluß überhaupt nicht zu erreichen, so ist natürlich der Fehler um so geringer, je größer der Maßstab ist. Wenn man außerdem noch als weitere Folge des zu kleinen Maßstabes zuweilen in der Korngröße des Geschiebes und in der Tiefe von dem Maßstab erheblich abweicht, so ist damit selbstverständlich eine maßstäbliche Übertragung der Versuchsergebnisse ausgeschlossen. Trotzdem sind die Aussichten von Modellversuchen für geschiebeführende Flüsse an sich nicht schlecht, da die auch in kleinem Maßstabe und bei starker Maßstabverzerrung im Modell erhaltenen Formen von Geschiebebänken den in der Natur vorkommenden Bankformen nahe verwandt waren.“ Wenn dazu noch auf S. 51 wiederholt die Notwendigkeit hervorgehoben wird, die Modellversuche in möglichst großem Maßstabe auszuführen, so erfährt auch damit der Wert dieser Versuche eine wesentliche Einschränkung.

Die vorstehenden Äußerungen von Engels — soweit sie sich auf den Flußbau erstrecken — finden weder durch das Vorgehen bei den flußbaulichen Betrieben noch durch die Erfahrungen bei der Ausführung baulicher Versuche in der Natur eine Stütze. Da aber die Verbesserung geschiebeführender Flüsse mit frei beweglicher Sohle zu den schwierigsten Aufgaben des Wasserbaues zählt, so kommt einer zutreffenden Entscheidung über den Wert der beiden Versuchsarten eine große wirtschaftliche Bedeutung zu. Ein Wertvergleich setzt Klarheit voraus darüber, was mit einer Verbesserung erreicht werden soll und kann. So hat Baurat Wolf, angetrieben durch die schlimmen Erfahrungen mit der damals üblichen, auf die Anlage zahlreicher Durchstiche gestellten Bauweise an der in viele Rinnen zerfaserten Isar im Bezirk Landshut ein Werkzeug ausgebildet, durch das in einfacher Weise und ohne übermäßige Stauwirkung einem verwilderten Flusse ein natürlich gewundenes und geschlossenes Bett geschaffen werden kann mit gleichzeitiger Auflandung der abgebauten Rinnen. Zu dieser großen Leistung hat Wolf seine Bauweise mit verhältnismäßigem Aufwand an Zeit und Geld gebracht.

Ebenso spielten die Flußbaulaboratorien bei den Forschungen und Erörterungen über eine Bauweise zur Regulierung des Talweges in den stark gekürzten, kanalartig ausgebauten Flußstrecken mit wandernden Kiesbänken bisher keine führende Rolle, trotzdem die Bestrebungen, den „rektifizierten“ Oberrhein durch eine Regulierung seines Niederwasserbettes dem regelmäßigen Betriebe der Großschiffahrt zu eröffnen, auf Jahrzehnte zurückgehen. Gegen diese Bestrebungen wurde noch zu Anfang dieses Jahrhunderts geltend gemacht, der Kernpunkt der Frage beruhe in der Erwägung, ob sich die „Wanderung der Kiesbänke“ ganz beheben lasse und eine „Festlegung der Kiesbänke“ zu erreichen wäre. Neben dieser irreführenden Kennzeichnung der Aufgabe einer Regulierung wurde sodann gegenüber den vorgeschlagenen buhnenartigen Einbauten in das Mittelwasserbett warnend auf die in den ersten Jahrzehnten des vorigen Jahrhunderts am Oberrhein ausgeführten Buhnen hingewiesen, mit denen es nicht möglich gewesen wäre, dem Oberrhein einen bestimmten Lauf vorzuschreiben. Die damaligen Buhnen waren hoch aufragende und allseits steil geböschte Bauten, die, in großen Abständen voneinander gelegen, oft weit in das Strombett hineinragten. Sie wirkten geradezu anziehend auf die Strömung und gingen durch Unterkolkungen, oft über 20 m Tiefe bei Niederwasser, zugrunde trotz großer Kosten für Herstellung und Erhaltung. Derartige Buhnen von klotziger Form kamen auch in anderen süddeutschen, stark strömenden Flüssen mit dem gleichen, ungünstigen Erfolg wie am Oberrhein zur Ausführung. Dies gab den Anlaß, zum Parallelbau überzugehen und Buhnen nur noch zum Anschlusse eines Parallelbaues an das feste Ufer auszuführen, ein Bauwerk, das man als „Flügelbuhne“ bezeichnete.

Die nachfolgenden Ausführungen über den vorliegenden Gegenstand gründen sich auf meine baulichen Versuche, die ich gelegentlich der mir übertragenen Leitungen von Flußbauten, namentlich im Oberrhein bei Sondernheim-Germersheim und später im Inn bei Oberaudorf, also in Flüssen von wesentlich verschiedener Beschaffenheit, auf eigene Verantwortung oder auf meine Anregung hin ausführen konnte.[2])

Meine flußbauliche Tätigkeit begann im Spätjahr 1877 mit der Leitung eines Parallelbaues im Oberrhein bei Sondernheim. Schon damals versuchte ich, die am Oberrhein übliche Bauweise zu verbessern. Sodann leitete ich 1880 und 1881 den Bau einer Flügelbuhne bei Germersheim zum Abschlusse der Einmündung des Lingenfelder Altrheins. Während des Baues stellten sich schwierige Stromverhältnisse ein, die zu einem ausgedehnten versuchsweisen Vorgehen nötigten. An den beiden Baustellen konnte die weitreichende Wirkung der Grundschwellen und der flach abfallenden Uferböschungen auf die Lage des Stromstriches und damit die Möglichkeit einer planmäßigen Umformung des beweglichen Bettes erprobt werden. Nach dem Ergebnis dieser Versuche ergab sich außerdem die Möglichkeit, flach abfallende Buhnen auch in ein kanalartiges Bett mit entsprechenden Kosten für Bau und Erhaltung einzubauen. Ein großer Fortschritt gegenüber der alten Bauweise konnte somit in kurzer Zeit erzielt werden: ein allgemein gültiger und dauernder Gewinn für Wissenschaft und Praxis. Aber nicht allein durch die Versuche selbst, sondern auch an dem fertigen Bauwerke konnte nachgewiesen werden, daß es ein großer Fehler war, die Abweisung der Strömung von der Mündung des Altrheins durch eine Buhne nach alter Bauweise erzwingen zu wollen. Am besten wäre es gewesen, wie dies allerdings erst nachträglich die Ergebnisse der von Wolf an der Isar angestellten Versuche erkennen ließen, die breite Mündung des Altrheins mit Hilfe einer Stauwand Wolfscher Art abzuschließen. Die an der Baustelle durch zahlreiche Messungen nachgewiesenen Umlagerungen des kiesigen Bodens vollzogen sich so rasch und tiefgreifend, daß im Verlaufe der stärkeren Wasserführung während eines einzigen Sommerhalbjahres der Altrhein zugeschüttet worden wäre.

Die am Oberrhein gewonnenen Erfahrungen sind in den folgenden Sätzen aus meiner 1885 veröffentlichten Abhandlung „Die Strombett-Regulierung des Oberrheins und der Schiffahrtkanal Straßburg—Ludwigshafen“ zusammengefaßt[3]): „Die Lösung der Aufgabe besteht darin, daß durch Einbauten dem Strome die Möglichkeit abnormer Tiefenbildung genommen und daß er damit zu einer regelmäßigen Bewegung des Wassers und der Geschiebe veranlaßt wird. Die Regulierung erfordert eine Bauweise, die leicht der jeweiligen Gestaltung des Strombettes angepaßt werden kann, keine zu gewaltsamen Veränderungen veranlaßt und es ermöglicht, den während der Bauausführung gemachten Erfahrungen stets gerecht zu werden“. Meine Anregungen, die Versuche zur Ermittlung einer für die Regulierung des Talweges geeignete Bauweise im Oberrhein fortzusetzen, gehen bis in das Jahr 1884 zurück.[4]) Es hat sich bitter gerächt, daß diese Anregungen ohne Erfolg geblieben sind und daß die Rheinregulierung erst zwanzig Jahre später und dazu noch ohne Bauversuche, also ohne genügende Vorbereitung begonnen wurde.

Einen Versuch, der für die vorliegende Frage von besonderer Bedeutung ist, habe ich in der österreichisch-bayerischen Innstrecke bei Oberaudorf ausgeführt. Es bestanden zwischen km 4,6 und 8,4 der bayerischen Ufereinteilung fünf Übergänge, die im großen und ganzen stets an der gleichen Stelle verblieben. Bei Niederwasser überquerte der Stromstrich in schroffen Wendungen das breite und seichte Bett, und in-

[1]) „Die Wasserbaulaboratorien Europas: Entwicklung, Aufgabe, Ziele.“ Im Auftrage des Vereines deutscher Ingenieure herausgegeben von G. de Thierry und C. Matschoß. 1926. V. D. I.-Verlag, Berlin SW 19.

[2]) Eine Übersicht über meine baulichen Versuche geben die Abhandlungen: „Über bauliche Versuche zur Verbesserung geschiebeführender Flüsse“, „Süddeutsche Bauztg.“ 1922, Nr. 35; „Der Oberrhein als Schiffahrtstraße“, „Die Bauzeitung“ 1924, Heft 6; „Die Wolfsche Bauweise zur Verbesserung geschiebeführender Flüsse“, „Die Bautechnik“ 1925, Heft 14; „Der Oberrhein und seine bauliche Behandlung“, „Die Bautechnik“ 1925, Heft 29. — Das Buch: „Die Methoden des Flußbaues“, Berlin 1922, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, von Dr.-Ing. Marquardt enthält auf S. 7, 23, 36 u. 43 Abbildungen von meinen Versuchsbauten im Oberrhein und im Inn.

[3]) „Deutsche Bauztg.“ 1885, S. 355, r. Sp.

[4]) Donau-Denkschrift, S. 85 bis 87 und Blatt VIII. München 1905. Verlag von R. Oldenbourg.

folge des stark treppenförmig ausgebildeten Wasserspiegelgefälles bestanden heftige Anfälle an die Ufer. Ich schlug daher vor, die fünf Übergänge durch buhnenartige Einbauten zu regulieren. Als das Wichtigste erschien mir eine entsprechende Wahl der Richtung der neuen Niederwasserrinne in den Übergängen, und ich nahm an, es sei am besten, sie dem Verlauf des Stromstriches bei Hochwasser anzupassen. In diesem Falle war zu erwarten, daß die zur Regulierung notwendigen Bauten bei Hochwasser den geringsten Zwang ausüben, hauptsächlich nur bei Niederwasser in Wirkung treten und verhindern, daß sich der Talweg bei fallendem Wasser in einer der Schiffahrt schädlichen Weise ausbildet. Bei einer derartigen Wirkung war sodann trotz der gewaltigen Kraft des stark strömenden Flusses eine billige Herstellung und Erhaltung der Bauten sowie deren Beschränkung auf die Übergänge anzunehmen. Nach Genehmigung des Bauentwurfes durch die Regierungen von Bayern und Österreich wurde im Frühjahr 1900 mit den Bauarbeiten begonnen, und zwar an der schwierigsten Baustelle, die im obersten, zur Regulierung bestimmten Übergang bei km 4,6 bestand. Entsprechend der übermäßigen Bettbreite war die das Flußbett überquerende Strömung bei Niederwasser senkrecht zum Ufer gerichtet und das Wasserspiegelgefälle über der Schwelle besonders stark ausgebildet. In Übereinstimmung mit der Lage der Stromrichtung bei Hochwasser wurde der neue Übergang in der Versuchstrecke zwischen km 4,4 und 4,8 mit Erfolg ausgebaut, so daß auch an dieser Regulierung wiederum ein in allen geschiebeführenden Flüssen verwertbarer Gewinn nachgewiesen werden konnte.

Bei der Wertbestimmung der beiden Versuchsarten — Modell und Fluß — ist hinsichtlich der Regulierung des Talweges in den kanalartigen Flußstrecken mit wandernden Kiesbänken zu beachten, daß der Talweg in solchen Flußstrecken infolge der starken Laufkürzungen zusammengequetscht, verkrüppelt ist, daß die Pendelung des Stromstriches innerhalb der gestreckten Ufer eine die Schiffahrt hemmende, steten Änderungen unterworfene Form der Bettsohle und des Talweges bedingt und sich die Schiffbarkeit eines stark gekürzten Flußlaufes durch eine Regulierung niemals bis zu dem Maße steigern läßt, das sich durch einen Ausbau des ursprünglich verwilderten Flusses nach einer seiner Natur entsprechend gewundenen Laufrichtung ergeben hätte. Die Aufgabe einer Regulierung besteht sonach darin, dem Stromstrich eine beharrende Leitung in gewundener Richtung zu geben — abgesehen von den Schwankungen in der Lage des Stromstriches bei steigendem und fallendem Wasser — und dabei den verkrüppelten Talweg durch eine den Flußverhältnissen entsprechende Bauweise derart umzuformen und festzulegen, daß der von Niederwassermenge und Wasserspiegelgefälle abhängige Grad der Schiffbarkeit soweit als möglich erreicht wird.

Durch eine beharrende Leitung des Stromstriches und der dadurch bedingten Festlegung des Talweges wird unter allen Umständen die Schiffahrt wesentlich gebessert werden — ganz unabhängig von der hierzu angewandten Bauweise. Ein derart leicht zu erringender Erfolg führt zu einer Überschätzung des Unternehmens zum großen Schaden für die Schiffahrt. Das Ziel muß auf die möglichst leistungsfähige Umformung des Talweges gerichtet sein. Dies aber kann nur durch eine versuchsweise ausgeführte Modellierung des Niederwasserbettes erreicht werden.

Die Überschätzung der Wasserbaulaboratorien beruht auf der Verkennung der Tatsache, daß den Versuchen in der Natur hinsichtlich einer Flußbettregulierung eine einfachere Aufgabe zugrunde liegt, als sie nach der Arbeitsmethode in den Laboratorien eingeschätzt wird, und daß daher die Versuche mit wesentlich einfacheren Messungen auszuführen sind als in den Modellgerinnen. Bei einer Regulierung handelt es sich nicht um die Förderkraft des Flusses, nicht um die genaue Kenntnis der jeweiligen Menge der im Flußbett bewegten Geschiebe oder um die Art der Geschiebebewegung bei den verschiedenen Wasserständen, auch nicht um eine Störung oder Erhaltung des Gleichgewichtzustandes in einer Flußstrecke, sondern allein um die Formbildungen des Flußbettes und um die Bestimmung einer Bauweise zur Beherrschung dieser Bildungen.[5]) Daß hierzu die Modellversuche versagen, lassen die verschiedenartigen, zumeist durch starke, oft wirbelnde Strömungen hervorgerufenen Bildungen der Flußsohle und ebenso die mit der Ausführung der Bauten bei großer Tiefe und starker Strömung zusammenhängenden Schwierigkeiten erkennen.

Zur Bestätigung des Wertes baulicher Versuche in der Natur können auch die Angaben auf S. 91 des Buches: Die Wasserbaulaboratorien Europas herangezogen werden. Engels bespricht dort die wichtigsten bisher im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule in Dresden ausgeführten Versuche, darunter die „Untersuchungen über die Bettausbildung gerader oder schwach gekrümmter Flußstrecken mit beweglicher Sohle". Von seinen Versuchsergebnissen beschreibt Engels eines mit den Worten: „Als praktisch bedeutsame Folgerung ergab sich die Bestätigung der Ansicht, daß die Regulierungsbauten bei solchen geraden oder schwach gekrümmten Flußstrecken so anzulegen und auszubilden sind, daß sie bei Niedrigwasser die größte und bei Hochwasser die kleinste Wirkung ausüben". Als Beleg für seine Untersuchungen weist Engels hin auf eine 1905 von ihm veröffentlichte Abhandlung, obgleich dieser Beleg einen Hinweis darauf vermissen läßt, daß im Dresdener Laboratorium schon 1905 derartige Untersuchungen angestellt wurden. Auch die Abbildungen in dem Beleg lassen einen Zusammenhang zwischen 1905 und 1926 nicht erkennen.[6])

Engels bespricht in seiner Abhandlung von 1905 unter anderem auch die Regulierung des Inn-Überganges bei Oberaudorf nach meinen „Studien über die Verbesserung der Schiffbarkeit der Donau von Kelheim bis nach Ulm" von 1903[7]) und schreibt: „So hat man nach dem Vorschlage Fabers am Inn damit begonnen, den schwierigsten Übergang zwischen Kiefersfelden und Reisach durch buhnenartige Grundschwellen versuchsweise zu regeln. . . . Die passendste Bauweise wird — wie am Inn — durch die versuchsweise Behandlung eines Überganges zu erforschen sein". Daraus ist jedenfalls auf eine weit größere Bedeutung der Versuche in der Natur zu schließen als nach den voraus angegebenen Darlegungen auf S. 47 u. 48 des vorgenannten Buches. Aus einem Vergleich der Veröffentlichungen von 1903, 1905 und 1926 ergibt sich, daß Engels den auf meinen Vorschlag hin ausgeführten und praktisch bewährten Versuchsbau im Inn in seinem Laboratorium nachgeahmt hat. Jedoch kann das Ergebnis der im Laboratorium nachgeahmten Inn-Regulierung nicht „als praktisch bedeutsame Folgerung" eingeschätzt werden, sondern nur als ein Fortschritt in der Behandlung und Ausnutzung der Modellgerinne für Lehrzwecke.

Trotz der Beschränkung, die für die Modellversuche im Flußbau besteht, können solche Versuche bei entsprechender Durchführung auch von praktischer Bedeutung sein wie in folgendem Falle: Auf der bekannten Erscheinung, daß sich bei einem Stromanfalle gegen ein steil geböschtes Ufer die größte Tiefe im zugehörigen Flußquerschnitt hart am Fuße der Böschung befindet und daß durch eine Verflachung des Ufers über eine zweimalige Böschung hinaus der Ort der größten Tiefe vom Fuße der Böschung weg verschoben und zugleich daß Maß der Tiefe abgemindert werden kann, fußt die bei der Regulierung eines kanalartigen Flusses zu stellende Forderung, die Ufer entlang der Kolkstrecken zur Abschwächung der Höhenunterschiede zwischen den aufeinanderfolgenden Kolken und Schwellen stark abzuflachen und den Talweg nicht durch weit und hoch in das Flußbett hineinragende, unter allen Umständen schädlich wirkende Buhnen gegen das bestehende steile Ufer hinzudrängen, wie dies bei der Rheinregulierung Straßburg—Sondernheim geschehen ist. Die wissenschaftliche Begründung hierfür geht auf Studien von Prof. Möller zurück,[8]) die er in dem von ihm eingerichteten Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule zu Braunschweig mit Erfolg fortgesetzt hat.[9])

Nach den vorliegenden Erfahrungen ist es ausgeschlossen, die maßgebenden Forschungen im Flußbau den Laboratorien zu überlassen. Die Quelle der Erkenntnis über das Verhalten der geschiebeführenden Flüsse und über die ihrer Natur entsprechende Art der Behandlung liegt verborgen unter den seit mehr als hundert Jahren an diesen Flüssen angestellten Messungen und Beobachtungen. Dieses mühevoll und mit großen Kosten gesammelte reichhaltige Material, das seither nur teilweise ausgenutzt werden konnte, wäre zu verarbeiten, durch ein vergleichendes Studium der in so verschiedener Art behandelten Flüsse auszuwerten und durch bauliche Versuche, durch die die Eigenschaften der über einen beweglichen Boden fließenden Gewässer gleichsam herauszulocken sind, zu ergänzen. In allen Fällen aber sollten zur Bestimmung der Bauweise für eine Flußbettregulierung mehrere Übergänge versuchsweise ausgebaut werden. Ein Versäumnis dieser Art führt zu großen Schäden für die Schiffahrt, zu großen Verlusten am Volksvermögen.

München, 27. Dezember 1926.

---

[5]) „Die Bautechnik" 1926, Heft 20, S. 290 u. 291.

[6]) Engels, „Untersuchungen über die Bettausbildung gerader oder schwach gekrümmter Flußstrecken mit beweglicher Sohle", Zeitschr. f. Bauwesen 1905.

[7]) Verlag von A. Troschel, Berlin-Grunewald.

[8]) „Studien über die Bewegung des Wassers in Flüssen mit Bezugnahme auf die Ausbildung des Flußprofils", Zeitschrift für Bauwesen 1883.

[9]) Möller, „Das Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule zu Braunschweig", S. 63 bis 78 im Buche „Die Wasserbaulaboratorien Europas", 1926; Lüders, „Zur Geschiebebewegung in S-förmig gekrümmten Flußläufen" nach einem Versuche im Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule zu Braunschweig, „Die Bautechnik" 1925, Heft 53.

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Vervollkommnung der Drahtkabel-Hängebrücken.

Von Prof. Dr.-Ing. **Schachenmeier**, München.[1])

I.

Es ist zwar schon lange bekannt, daß die Neben- oder Biegungsspannungen des Hängegurtes einer Hängebrücke unmittelbar neben den Pylonensätteln hohe Werte erreichen. Es ist aber bisher wenig geschehen, um diese hohen Nebenspannungen durch konstruktive Maßnahmen möglichst auszuschalten. Vorliegende Mitteilung bildet einen Beitrag zur Lösung dieser Aufgabe.

II.

Das Haupttragorgan einer Kabelbrücke besteht aus einem besonders hochwertigen Drahtmaterial. Dieses besitzt aber nicht die Zähigkeit der Flußstahlsorten, sondern ist durch seinen Werdegang des Ziehens zu einem sehr harten, beinahe spröden Baustoff geworden, dessen Bruchdehnung nur etwa 3 % beträgt. Die Nebenspannungen haben hier eine viel größere Bedeutung, als ihnen im allgemeinen bei genieteten Konstruktionen aus Flußstahl zukommt. Daher darf man in den folgenden beiden Vorschlägen wesentliche konstruktive Verbesserungen gegenüber der bisherigen Bauart erblicken:

1. Das Kabel von annähernd kreisförmigem oder sechseckigem Querschnitt wird über den Pylonen in einen breiten, bandförmigen Querschnitt auseinandergezogen. Die Folge davon ist eine Verringerung der wirksamen Querschnittshöhe auf etwa $^1/_3$ des normalen Querschnitts. Daher werden auch die Nebenspannungen in der Nähe der Pylonenköpfe auf $^1/_3$ des sonst notwendigerweise vorhandenen Ausmaßes vermindert.

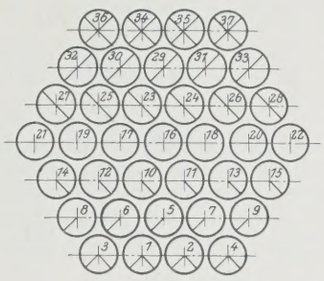


Abb. 1.

Der in Abb. 1 beispielsweise dargestellte Kabelquerschnitt ist aus 37 Einzelseilen zusammengesetzt, die sich in sieben wagerechten Schichten in Sechseckform aneinanderlegen. Abb. 2 dagegen zeigt den breiten,

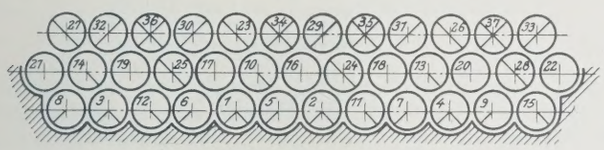


Abb. 2.

bandförmigen Querschnitt, bei dem nur noch drei Schichten von Seilen übereinanderliegen. Hierbei war eine Schwierigkeit zu überwinden, nämlich in dem breiten Querschnitt eine Anordnung der 37 Seile zu finden, die es ermöglicht, sämtliche Seile in derselben Reihenfolge in beiden Querschnitten aneinanderzufügen, ohne daß Zwängungen oder Überschneidungen entstehen auf der Übergangstrecke zwischen dem normalen und dem breiten Querschnitt. Diese Aufgabe ist einwandfrei gelöst durch die in Abb. 1 u. 2 eingeschriebenen Zahlen, die die Reihenfolge bedeuten, in der die Seile verlegt werden müssen. Die außerdem eingetragenen Sinnbilder, die für jede wagerechte Schicht des Sechseckquerschnitts dieselben sind, veranschaulichen noch deutlicher als die Zahlen, wie sich die sieben wagerechten Schichten in drei solche zusammenschieben, und wie im fertigen Bandquerschnitt ebenfalls Symmetrie und Gesetzmäßigkeit herrscht.

2. Die Pylone wird nicht nur am Fußpunkte gelenkig gelagert, sondern sie erhält auch am Kopfe ein Wälzgelenk für den Kabelsattel, so daß Winkeldrehungen des letzteren ungehindert durch die steife Pylone vor sich gehen können und Drehungen der Pylone ebenfalls unabhängig vom Kabel möglich sind.

Der in Abb. 3a, b, c dargestellte Kabelsattel bildet ein Kipplager, das sich relativ zum Pylonenständer um die Berührungslinie drehen kann. Da diese Drehachse viel höher liegt als der Krümmungsmittelpunkt der Satteloberfläche, so ist in jedem Falle stabiles Gleichgewicht vorhanden, selbst wenn das Kabel vollkommen biegsam wäre. Durch die hinzukommende Steifigkeit des Kabels aber wird die Standsicherheit dieser Anordnung noch erhöht.

Die beiden Kipplageroberteile, d. h. Kabelsättel der zwei Ständer ein und derselben Pylone sind durch den kräftigen oberen Querholm miteinander verbunden. Ihre Beweglichkeit bleibt gewahrt dadurch, daß dieser Holm mit dem darunter befindlichen Querriegel des Portals nur durch eine Wand von doppelten Flacheisenstreben verbunden ist, die wie ein Blattgelenk wirkt. Die Kippachse liegt annähernd in halber Höhe dieses Strebenverbandes, so daß die Gelenkwirkung nicht behindert ist.

Die günstige Wirkung dieser konstruktiven Maßnahmen wird in den folgenden Abschnitten III und IV nachgewiesen werden. Nach den Zahlenergebnissen dieser Abschnitte kann es keinem Zweifel unterliegen, daß man bei Ausführung dieser Konstruktion berechtigt ist, den rechnungsmäßigen Sicherheitsgrad des Kabels gegenüber den bisherigen Konstruktionen zu vermindern, ohne den wahren Sicherheitsgrad dadurch herabzudrücken; es läßt sich sogar leicht nachweisen, daß die wahre Sicherheit trotz erheblicher Baustoffersparnis größer sein wird als bei den herkömmlichen Ausführungen.

III.

Das Kabel wird durch die Hängestangen gezwungen, die Durchbiegungen des Versteifungsträgers mitzumachen, so daß die Durchbiegungslinie des Kabels sich von derjenigen des Versteifungsträgers nur

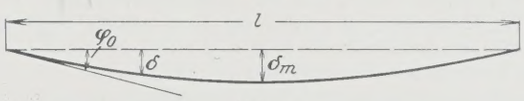


Abb. 4.

sehr wenig unterscheiden kann. Letztere aber darf mit guter Annäherung als eine flache Parabel mit dem Pfeil δ_m angesehen werden (Abb. 4). Gegenüber diesen erzwungenen Formänderungen verhält sich das Kabel ähnlich wie die Gurtung eines Fachwerkträgers, jedoch mit dem Unterschiede, daß am Kabel keine Streben angeschlossen sind. Die Verhältnisse liegen hier also wesentlich einfacher, und die auch bei Fachwerken übliche Näherung, daß die Steifigkeit der Wand-

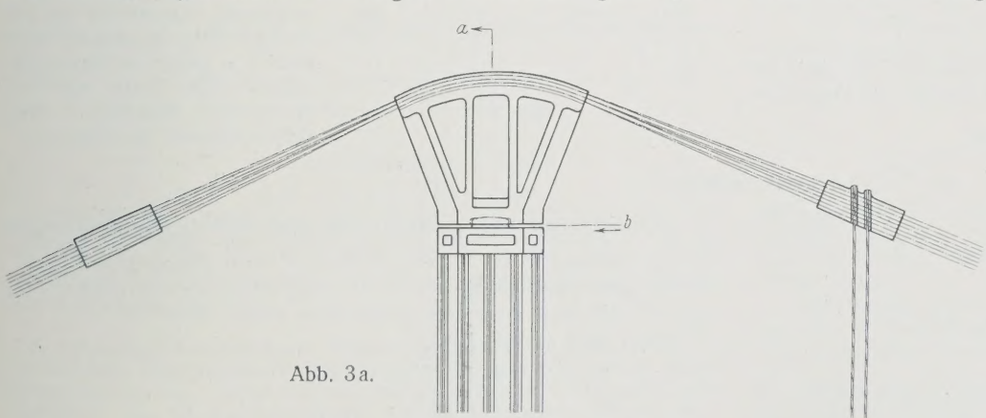


Abb. 3a.

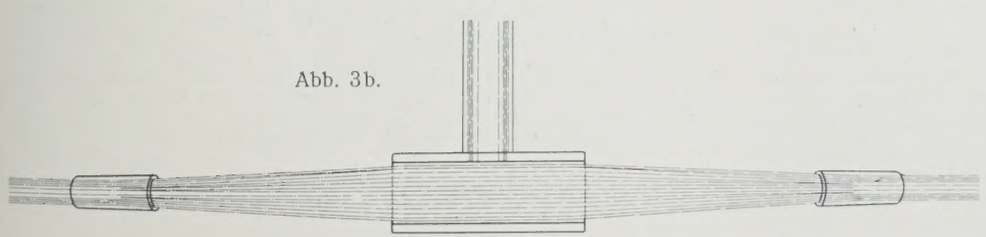


Abb. 3b.

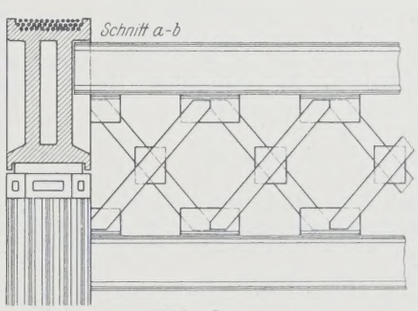


Abb. 3c.

[1]) Erstmals vorgeschlagen in dem von dem Verfasser bearbeiteten Entwurf der Firma Felten & Guilleaume mit dem Kennwort „Das größere Köln" im Wettbewerb für die Rheinbrücke in Köln-Mülheim, s. „Die Bautechnik" 1927, Heft 11, S. 138.

stäbe vernachlässigt werden dürfe, trifft hier sogar genau zu. Wir dürfen daher das durchgebogene Kabel als einen durchlaufenden Träger auf gesenkten Stützen berechnen.

Man kann nun zwar einwenden, daß sich das Kabel nicht wie ein massiver Stab oder wie eine genietete Gurtung verhält, weil sein Querschnitt aus vielen Einzelteilen zusammengesetzt ist, die keine feste Verbindung miteinander haben. Aber es ist jedenfalls eine unzutreffende, viel zu günstige Annahme, wenn man meint, daß die einzelnen Bestandteile, nämlich Drähte oder Einzelseile, im fertigen Kabel aufeinander gleiten könnten, und daß dadurch die Biegungsspannungen aus der Welt geschafft seien. Am allerwenigsten ist dies zutreffend für die Stellen über und dicht neben den Pylonen, wo die Einzelbestandteile des Kabels stark aufeinandergepreßt werden.

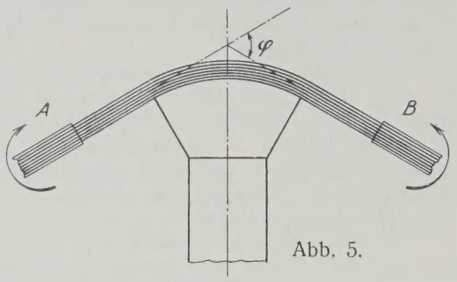


Abb. 5.

Aber auch auf der freien Strecke des Kabels bewirken die Umwicklung und die Kabelschellen einen Zusammenschluß, der in den meisten Fällen ausreichen dürfte, um Biegungsspannungen in demjenigen Ausmaß zu ermöglichen, in dem sie hier aufzutreten bestrebt sind. Selbst wenn wir einmal annehmen, daß zwischen den Punkten A und B der Abb. 5 die Drähte oder Einzelseile reibungslos aufeinander gleiten könnten, müßten hier trotzdem Biegungsspannungen auftreten. Denn es ist praktisch unvermeidlich, daß von Punkt A nach links und von Punkt B nach rechts hin infolge der straffen Umwicklung das Kabel wie ein einheitlicher Stab wirkt. Bei irgendwelcher Belastung der Brücke muß sich der zwischen den Seilecksehnen der benachbarten Felder eingeschlossene $\sphericalangle \varphi$ unbedingt um ein gewisses Maß $\Delta\varphi$ ändern. Dies kommt auf dasselbe hinaus, wie wenn wir uns das Kabel links von A und rechts von B durchgeschnitten denken und zwei entgegengesetzt gleiche Biegungsmomente von unbekannter Größe an den Schnittflächen wirken lassen. Diese Momente müssen, da ja die Winkeländerung vorgeschrieben ist, um so größer ausfallen, je steifer der Kabelquerschnitt, d. h. also je höher das Kabel auf und neben dem Sattel ist. Dabei ist es gleichgültig, ob sich die Einzelteile gegenseitig verschieben können oder nicht, und es kommt das volle Trägheitsmoment des gesamten Kabelquerschnitts zur Wirkung, selbst wenn dessen Einzelteile lose nebeneinander liegen.

Noch ein anderer Punkt, der oft falsch aufgefaßt wird, ist hier zu erörtern. Es ist nämlich zu prüfen, ob es überhaupt möglich ist, das fertige Kabel auf den Halbmesser des Kabelsattels noch auf- oder abzuwickeln, wenn es unter Achsialspannung steht.

Bekanntlich ist für einen Draht oder einen Stab, der vom Halbmesser ∞ auf den Halbmesser ϱ oder umgekehrt gebogen wird, die Randspannung

$$\sigma = \frac{E\,d}{2\,\varrho},$$

wenn d die Draht- oder Stabdicke ist. Nehmen wir ein Kabel von nur $d = 30$ cm an, so ist bei $\varrho = 6$ m die betreffende Spannung

$$\sigma = \frac{2100 \cdot 30}{2 \cdot 600} = 52{,}5 \text{ t/cm}^2 = 52\,500 \text{ kg/cm}^2,$$

d. h. ein Vielfaches der größten jemals erreichbaren Bruchfestigkeit des Materials. Es folgt daraus einfach, daß die hierbei vorausgesetzte Biegung nicht möglich ist, d. h. daß sich das fertige Kabel weder aufnoch abwickeln läßt und daß es am Kabelsattel als fest eingespannt gelten muß. Erzwungene Änderungen der Sehnenwinkel um $\Delta\alpha'$ und $\Delta\alpha''$ (Abb. 6) bedingen daher, daß das Kabel auf den Strecken zwischen dem Sattel und den nächsten Hängestangen Verbiegungen erleiden muß, ähnlich einem steif angeschlossenen Fachwerkstabe.

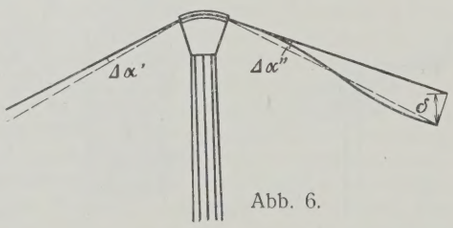


Abb. 6.

IV.

Die Stützenmomente des durchlaufenden Trägers sind abhängig von den Unterschieden der Durchbiegungen je dreier aufeinander folgender Stützpunkte, d. h. von den Änderungen der Winkel zwischen je zwei aufeinander folgenden Stabsehnen. Im vorliegenden Falle läßt sich eine sehr einfache Näherungsberechnung dieser Winkeländerungen anstellen. Diese macht natürlich keinen Anspruch auf erschöpfende und genaue Behandlung des Gegenstandes, sie gibt aber ein zuverlässiges Bild von der Größenordnung, innerhalb deren sich die Nebenspannungen bewegen.

Wir setzen den Fall voraus, daß der Versteifungsträger der Mittelöffnung ein frei aufliegender Balken sei und daher die Biegelinie, wie oben schon erwähnt, annähernd parabelförmig angenommen werden darf. Sodann ist die größte Winkeländerung naturgemäß diejenige zwischen den Endtangenten dieser Parabel und der ursprünglich Wagerechten φ_0 (Abb. 4). Es ist daher von vornherein zu erwarten, daß auch die Stützenmomente und somit die Nebenspannungen des Kabels an den Pylonen am größten werden.

Die Biegelinie mit dem Pfeil δ_m hat die Gleichung

$$\delta = \frac{4\,\delta_m}{l^2} \cdot x\,(l - x);$$

daher ist $\dfrac{d\,\delta}{d\,x} = \dfrac{4\,\delta_m}{l^2}(l - 2\,x); \qquad \dfrac{d^2\,\delta}{d\,x^2} = -\dfrac{8\,\delta_m}{l^2}$

und das Krümmungsmaß

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{\dfrac{d^2\,\delta}{d\,x^2}}{\left[1 + \left(\dfrac{d\,\delta}{d\,x}\right)^2\right]^{3/2}}.$$

Das zu dieser Krümmung gehörige innere Moment ist

$$M = -\frac{E\,J}{\varrho} = E\,J \cdot \frac{\dfrac{8\,\delta_m}{l^2}}{\left[1 + \dfrac{16\,\delta_m^2}{l^4}(l - 2\,x)^2\right]^{3/2}}$$

und die zugehörige Nebenspannung:

$$(1) \qquad \sigma_v = \pm\frac{M\,e}{J} = \pm E\,e \cdot \frac{8\,\delta_m\,l^4}{[l^4 + 16\,\delta_m^2\,(l - 2\,x)^2]^{3/2}},$$

wo e die halbe Dicke des Kabels bedeutet.

Sonderwerte: Für $x = \dfrac{l}{2}$ (Brückenmitte) wird

$$(2) \qquad \sigma_v = \frac{8\,E\,e\,\delta_m}{l^2}.$$

Sei beispielsweise $\delta_m = 1{,}10$ m; $l = 340$ m; $E = 1900$ t/cm² und $e = 28$ cm; dann wird

$$\sigma_v = \frac{8 \cdot 1900 \cdot 28 \cdot 110}{34\,000^2} = \underline{0{,}041 \text{ t/cm}^2}.$$

Für $x = 0$ und $x = l$ (Enden der Mittelöffnung) wird

$$(3) \qquad \sigma_v = \frac{8\,E\,e\,\delta_m\,l}{\left(l^2 + 16\,\delta_m^2\right)^{3/2}};$$

für das Zahlenbeispiel:

$$\sigma_v = \frac{8 \cdot 1900 \cdot 28 \cdot 110 \cdot 34\,000}{(34\,000^2 + 16 \cdot 110^2)^{3/2}} = \underline{0{,}024 \text{ t/cm}^2}.$$

Der letztere Wert würde in der Nähe der Enden der Stützweite gelten, wenn das Kabel an den Pylonensätteln gelenkig frei drehbar wäre. Wir haben aber oben schon festgestellt, daß das Kabel hier als eingespannt gelten muß. Daher ist Gl. 3 nicht brauchbar, und es muß für die Enden der Stützweite eine andere Rechnung angestellt werden unter Benutzung der Clapeyronschen Gleichungen.

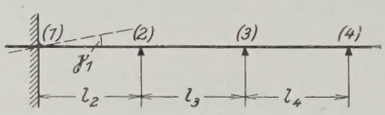


Abb. 7.

Wir denken uns das Kabel wagerecht ausgestreckt und bei Punkt 1 starr eingespannt unter dem $\sphericalangle \gamma_1$ gegen die Wagerechte (Abb. 7). Die Felder seien mit l_2, l_3 usw. bezeichnet. Dann gelten folgende Beziehungen:

$$(4) \qquad 2\,M_1\,l_2 + M_2\,l_2 = 6\,E\,J\,\gamma_1$$

$$(5) \qquad M_1\,l_2 + 2\,M_2\,(l_2 + l_3) + M_3\,l_3 = 0 \text{ usw.}$$

Weil aber alle Felder unbelastet sind, gelten außerdem die Beziehungen

$$M_2 = -\nu_3\,M_3; \qquad M_3 = -\nu_4\,M_4 \text{ usw.},$$

wo mit guter Annäherung $\nu_3 = \nu_4 = \ldots \nu_n = 3{,}732$ gesetzt werden darf, weil wir sehr viele annähernd gleich lange Felder haben.

Daher wird aus Gl. 4 u. 5:

$$(6) \qquad 2\,M_1\,l_2 + M_2\,l_2 = 6\,E\,J\,\gamma_1$$

$$(7) \qquad \underline{M_1\,l_2 + M_2\left[2\,l_2 + l_3\left(2 - \frac{1}{\nu_3}\right)\right] = 0.}$$

Aus Gl. 6 u. 7 erhält man:

$$(8) \qquad M_1 = \frac{6\,E\,J\,\gamma_1\left[2 + \dfrac{l_3}{l_2}\left(2 - \dfrac{1}{\nu_3}\right)\right]}{3\,l_2 + l_3\left(4 - \dfrac{1}{\nu_3}\right)}$$

$$(9) \qquad M_2 = -\frac{6\,E\,J\,\gamma_1}{3\,l_2 + l_3\left(4 - \dfrac{1}{\nu_3}\right)}.$$

Nun kann $l_2 = l_3 = \ldots = c'$ (in der Kabelrichtung gemessene Feldweite) und $\nu_3 = 3{,}732$ gesetzt werden. Dann wird

$$(10)\quad M_1 \approx \frac{6\,E\,J\,\gamma_1\left(2+2-\frac{1}{3{,}732}\right)}{3\,c'+c'\left(4-\frac{1}{3{,}732}\right)} = \frac{6\,E\,J\,\gamma_1}{c'}\cdot\frac{3{,}732}{6{,}732} = \frac{3{,}328\,E\,J\,\gamma_1}{c'}$$

$$(11)\quad M_2 \approx -\frac{6\,E\,J\,\gamma_1}{c'\left(3+4-\frac{1}{3{,}732}\right)} = -\frac{6\,E\,J\,\gamma_1}{c'}\cdot\frac{1}{6{,}732} = -\frac{0{,}892\,E\,J\,\gamma_1}{c'}$$

Dementsprechend werden die Nebenspannungen an den Punkten 1 und 2:

$$(12)\quad \sigma_{\nu 1} \approx \frac{3{,}328\,E\,e\,\gamma_1}{c'} \qquad (13)\quad \sigma_{\nu 2} = \frac{0{,}892\,E\,e\,\gamma_1}{c'}.$$

Dabei ist $\gamma_1 \approx \varphi_0 \cos\alpha''$, wenn α'' die ursprüngliche Neigung des Kabels im Felde 1 bis 2 und

$$\varphi_0 = \left[\frac{d\,\delta}{d\,x}\right]_{x=0} = \frac{4\,\delta_m}{l}.$$

Somit $\gamma_1 = \frac{4\cdot 110}{34\,000}\cdot 0{,}981 = 0{,}0127$; $\quad c' = \frac{c}{\cos\alpha} = \frac{603}{0{,}981} = 615$ cm

$$(14)\quad \sigma_{\nu 1} = \frac{3{,}328\cdot 1900\cdot 28\cdot 0{,}0127}{615} = \underline{3{,}660\ \text{t/cm}^2}$$

$$(15)\quad \sigma_{\nu 2} = \frac{0{,}892\cdot 1900\cdot 28\cdot 0{,}0127}{615} = \underline{0{,}980\ \text{t/cm}^2}.$$

An den folgenden Punkten 3, 4 usw. werden die Biegungsspannungen sehr rasch abklingen. Aber der hohe Wert beim Punkt 1 fordert zwingend diejenige konstruktive Abhilfe, die oben unter II. beschrieben wurde.

Unter der Voraussetzung, daß diese ausgeführt sei, gilt dann folgende Rechnung:

Wir denken uns das Kabel wieder wagerecht ausgestreckt unter Einbeziehung des Rückhaltekabels von der Länge l_1 (Abb. 8). Die Einspannstelle liegt jetzt bei (0), dagegen ist bei (1) eine drehbare Lagerung

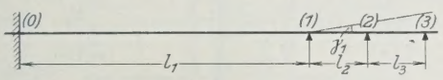


Abb. 8.

wie bei allen folgenden Punkten vorhanden. Wegen der Kleinheit der Winkeländerungen bei (2), (3) usw. dürfen diese, genau wie bei der vorhergehenden Rechnung, sämtlich $= 0$ gesetzt werden, und es bleibt nur diejenige bei (1) zu berücksichtigen.

Die Clapeyronschen Gleichungen lauten in diesem Fall:

$$(16)\quad 2\,M_0\,l_1 + M_1\,l_1 = 0$$

$$(17)\quad M_0\,l_1 + 2\,M_1\,(l_1 + l_2) + M_2\,l_2 = 6\,E\,J\,\gamma_1$$

$$(18)\quad \underline{M_1\,l_2 + 2\,M_2\,(l_2 + l_3) + M_3\,l_3 = 0 \text{ usw.}}$$

Aus (16) folgt $M_0 = -\frac{1}{2}M_1$; ferner ist wieder $M_2 = -\nu_3 M_3$ usw., daher wird aus (17) und (18):

$$(19)\quad M_1\left(\frac{3}{2}l_1 + 2\,l_2\right) + M_2\,l_2 = 6\,E\,J\,\gamma_1$$

$$(20)\quad \underline{M_1\,l_2 + M_2\left[2\,l_2 + l_3\left(2-\frac{1}{\nu_3}\right)\right] = 0}$$

und endlich:

$$(21)\quad M_1 = -\frac{6\,E\,J\,\gamma_1\left[2\,l_2 + l_3\left(2-\frac{1}{\nu_3}\right)\right]}{\left(\frac{3}{2}l_1 + 2\,l_2\right)\left[2\,l_2 + l_3\left(2-\frac{1}{\nu_3}\right)\right] - l_2^2}$$

$$(22)\quad M_2 = \frac{6\,E\,J\,\gamma_1\,l_2}{\left(\frac{3}{2}l_1 + 2\,l_2\right)\left[2\,l_2 + l_3\left(2-\frac{1}{\nu_3}\right)\right] - l_2^2}$$

Wir setzen wieder $l_2 = l_3 = c'$ und $\nu_3 = 3{,}732$; dann wird

$$(23)\quad M_1 = -\frac{4\,E\,J\,\gamma_1}{l_1 + \frac{4}{3}\cdot c'}$$

$$(24)\quad M_2 = \frac{1{,}071\,E\,J\,\gamma_1}{l_1 + \frac{4}{3}\cdot c'}$$

$$(25)\quad M_0 = -\frac{1}{2}\cdot M_1 = \frac{2\,E\,J\,\gamma_1}{l_1 + \frac{4}{3}\cdot c'}.$$

Für das Zahlenbeispiel: $l_1 = 137$ m; $c' = 6{,}15$ m wird

$$(26)\quad \sigma_{\nu 1} = \frac{4\cdot 1900\cdot 28\cdot 0{,}0127}{13\,700 + \frac{4}{3}\cdot 615} = \underline{0{,}186\ \text{t/cm}^2}$$

$$(27)\quad \sigma_{\nu 2} = \frac{1{,}071\cdot 1900\cdot 28\cdot 0{,}0127}{13\,700 + \frac{4}{3}\cdot 615} = \underline{0{,}050\ \text{t/cm}^2}$$

$$(28)\quad \sigma_{\nu 0} = \frac{1}{2}\cdot\sigma_{\nu 1} = \frac{0{,}186}{2} = \underline{0{,}093\ \text{t/cm}^2}.$$

Ein Vergleich zwischen Gl. 14 u. 26 zeigt die bedeutende Verringerung der Nebenspannungen bei (1) im Verhältnis $186 : 3660 \approx 1 : 20$. Durch Einschränkung der Kabeldicke auf $^1/_3$ der normalen gemäß Abschnitt II 1. werden die Nebenspannungen bei Punkt 1 weiterhin vermindert auf

$$\sigma_{\nu 1} = \frac{1}{3}\cdot 0{,}186 = \underline{0{,}062\ \text{t/cm}^2}.$$

Wenn wir nicht den Fall freier Rückhaltekabel, sondern eine Hängebrücke mit angehängten Seitenöffnungen hätten, so wäre l_1 nicht größer als die übrigen Felder; außerdem müßte der Ansatz der Dreimomentengleichungen entsprechend abgeändert werden. Der verhältnismäßige Einfluß der Drehbarkeit des Pylonenkopfes auf die Momente wäre kleiner als in obigem Falle. Um so wichtiger wäre dann die Einschränkung der Kabeldicke für die Ermäßigung der Nebenspannungen.

V.

Die beiden in Abschnitt II unter 1. und 2. beschriebenen Maßnahmen ergänzen einander und bilden zusammen ein wirksames Mittel, die Biegungsspannungen des Kabels zu vermindern und demnach die Festigkeit des Materials soweit als möglich für die Grundspannungen auszunutzen. Die Anordnung II 1. ist wohl nur ausführbar bei einem aus fertigen Einzelseilen aufgebauten Kabel, nicht beim luftgesponnenen Paralleldrahtkabel. Die Anordnung II 2. dagegen ist auch im letzteren Falle ausführbar. Der Verfasser würde der Verwendung von fertigen Seilen, besonders von patentverschlossenen Spiraldrahtseilen vor dem luftgesponnenen Paralleldrahtkabel den Vorzug geben.

Zum Schluß sei nochmals betont, daß obiger Abschnitt IV nur eine Überschlagsrechnung sein soll und daß dabei manche Einflüsse, wie z. B. die Winkeldrehung der Pylonenständer als eines Ganzen, fürs erste absichtlich vernachlässigt worden sind.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 24. Mai ausgegebene Heft 10 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: E. Wedepohl: Die Siedlungen der Gemeinnützigen Aktiengesellschaft für Wohnungsbau in Köln.

Pump-Speicherkraftwerk Niederwartha bei Dresden. Eine beachtenswerte Wasserkraftanlage ist jüngst im Freistaate Sachsen in Angriff genommen worden. Es handelt sich um ein hydraulisches Pump-Speicherkraftwerk, das in Zusammenarbeit der Stadt Dresden und der A.-G. Sächsische Werke auf der Flur Niederwartha bei Dresden errichtet wird. Das Werk soll einen Ausgleich der Belastungsspitzen im Überlandnetz der sächsischen Elektrizitätsversorgung herbeiführen und außerdem die Stromversorgung des Verbrauchsgebietes Groß-Dresden sicherstellen, auch für den Fall, daß die Stromlieferung aus dem Überlandnetz in irgend einer Weise gestört wird. Es ist dadurch bemerkenswert, daß zum erstenmal durch Dampf erzeugte Energie in großem Maßstabe hydraulisch aufgespeichert wird.

In dem Kraftwerk werden 4 Maschinensätze aufgestellt, deren jeder aus einer Turbine, einer Pumpe und einer elektrischen Maschine besteht. Von den 4 Einheiten sind 2 Turbinen und 2 Pumpen an die auf dem Gebiete des Speicherpumpenbaues zusammenarbeitenden Firmen J. M. Voith in Heidenheim a. d. Brenz und Gebrüder Sulzer A.-G. in Ludwigshafen vergeben worden, die beiden anderen an die Firma Escher, Wyss & Cie. in Ravensburg.

Die Turbinen mit je 30 000 PS Leistung sind die größten Spiralturbinen in Deutschland. Die Pumpen, deren jede 27 000 PS Antriebsleistung verlangt, übertreffen alle bisher gebauten um ein mehrfaches.

Wettbewerb Lechbrücke Hochzoll. Das Straßen- und Flußbauamt Augsburg hatte einen Wettbewerb zur Erlangung von Entwürfen zum Neubau der Lechbrücke Hochzoll ausgeschrieben. Insgesamt sind 41 Entwürfe eingegangen. Ein erster Preis ist nicht verteilt worden. Den zweiten Preis erhielt die Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Nürnberg, in Verbindung mit Architekt Prof. Ruff, Nürnberg; ein weiterer Entwurf wurde angekauft, den die Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Nürnberg, mit der Firma Nöll & Co., Würzburg, einreichte. Einen zweiten Preis erhielt auch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg in Verbindung mit der Firma Philipp Holzmann A.-G., München, und Architekt Schweighardt in Augsburg, einen dritten Preis die Firma Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung München, in Verbindung mit Prof. Bonatz, Stuttgart.

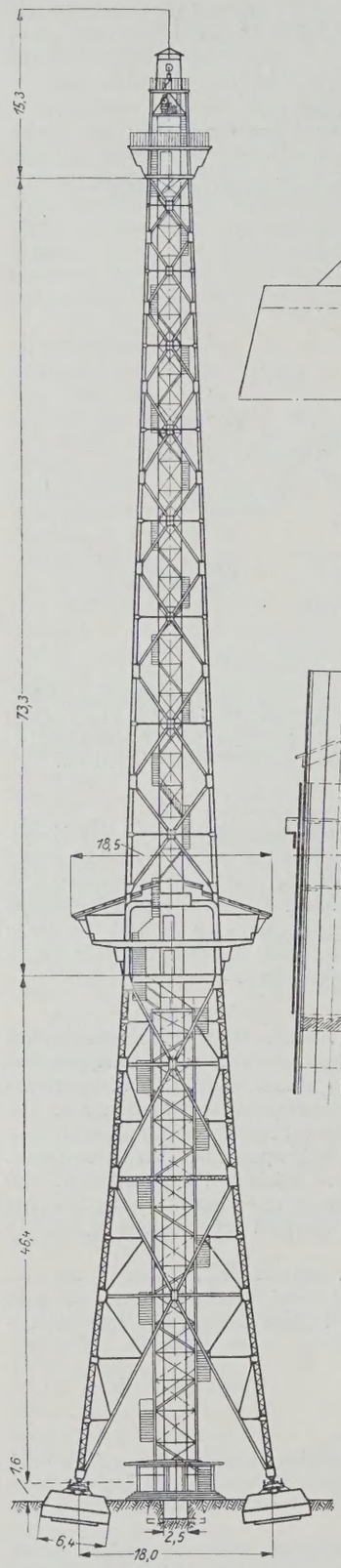


Abb. 1.
Gesamtansicht des Funkturmes.

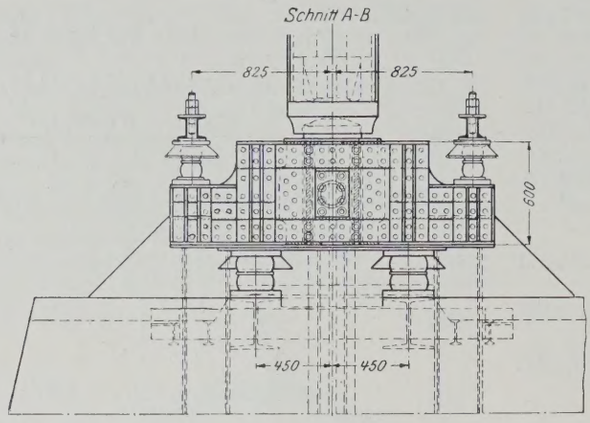


Abb. 4.

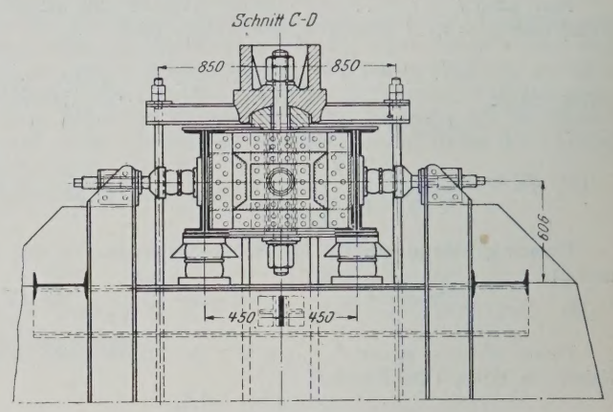


Abb. 5.

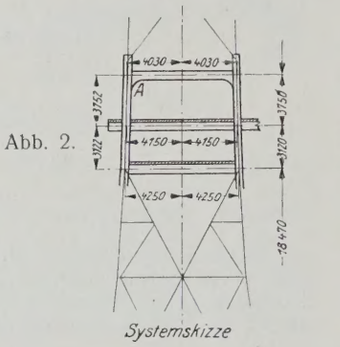


Abb. 2.
Systemskizze

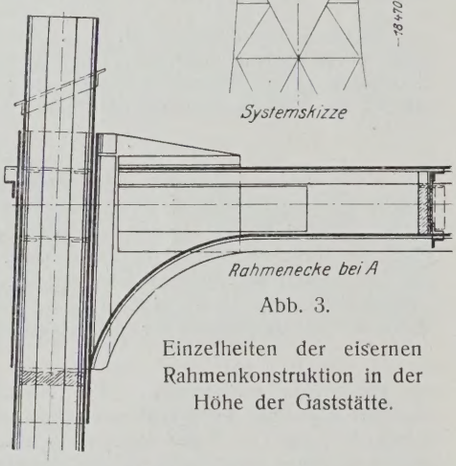


Abb. 3.

Einzelheiten der eisernen Rahmenkonstruktion in der Höhe der Gaststätte.

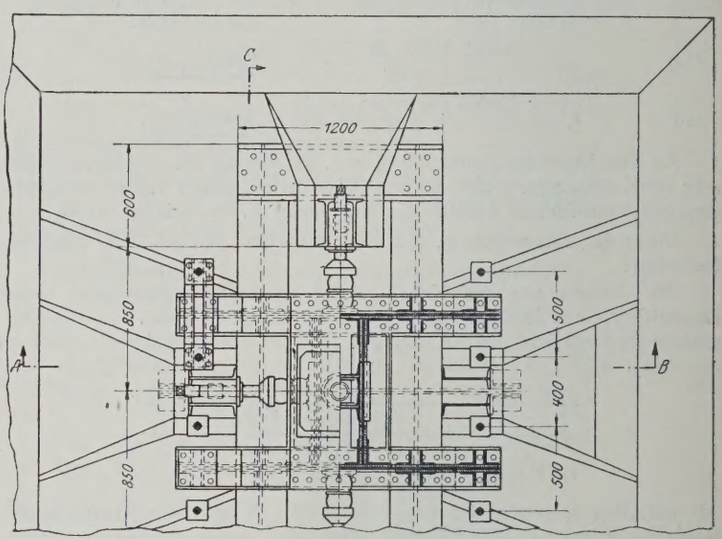


Abb. 6. Wagerechter Schnitt über dem Auflager.

Abb. 4 bis 6. Auflager der Turmfüße.

Der Berliner Funkturm. Nach einer Mitteilung von Dr.-Ing. R. Bernhard in der Z. d. V. d. I. 1926, Heft 12, dient der rd. 133 m hohe eiserne Turm, dessen Grundbauten eine Fläche von nur 18 × 18 m einnehmen, nicht nur als Abspannmast für die Sendeantenne von Witzleben, sondern mit seinem auf der Turmspitze angebrachten Scheinwerfer auch des Nachts als Fliegerzeichen. In 52 m Höhe enthält er eine Gaststätte.

Als zulässige Beanspruchung des Stahlgerippes aus St 37 ist 1400 kg/cm², für die Trägerlage der Gaststätte und der Aussichtsplattform 1200 kg/cm² gewählt. Der Winddruck ist mit 150 kg/m² angenommen, wobei für die unteren 52 m nur die wirkliche getroffene Stabfläche, darüber hinaus jedoch die volle von den Umrißlinien gebildete Turmfläche angenommen ist.

Abb. 1 zeigt eine Gesamtansicht des Funkturmes, Abb. 2 u. 3 geben Einzelheiten der räumlich schräg liegenden Rahmenkonstruktion in Höhe der Gaststätte, die das Turmnetzwerk in zwei Teile gliedert. Unterhalb ist ein mehrfach unterteiltes Fachwerk angeordnet, deren Gratstäbe sich aus vier räumlich vergitterten Winkeleisen zusammensetzen. Über dem Rahmentragwerk befindet sich ein doppeltes Strebennetzwerk, das von etwa 80 m Höhe ab aus vollwandigen Profilen besteht.

Die schwierigste Aufgabe bildete die Auflagerung der vier Turmfüße, die gleichzeitig aus funktechnischen Gründen isoliert ausgebildet werden mußten. Abb. 4 bis 6 zeigen Schnitte und Aufsicht der Auflager.

Die Aufstellung dauerte nur zehn Wochen; es wurden dazu zwei Schwenkarme benutzt, die an einem 140 m hohen, in der Mittelachse des Turmes aufgestellten Hilfsmast angebracht waren. Das Gesamtgewicht beträgt etwa 400 t für die Eisenkonstruktion, 220 t für die Gründung.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Michel, bisher beim R. B. A. Koblenz 1, als Vorstand zum R. B. A. Euskirchen, Albrecht Wagner, bisher bei der R. B. D. Kassel, zur R. B. D. Essen, Uhlemann, bisher bei der R. B. D. Berlin, in den Bezirk der R. B. D. Altona, Blaimberger, bisher beim Zentralbauamt der Gruppenverwaltung Bayern in München, als Vorstand zum R. B. A. Donauwörth und Schloder, Vorstand des R. M. A. Passau, als Vorstand zum R. M. A. Würzburg, sowie der Reichsbahnamtmann Reiß, bisher beim Reichsbahn-Bauamt Ingolstadt 1, zum Reichsbahn-Bauamt München Ost.

Überwiesen: die Reichsbahnoberräte Horstmann, Vorstand des R. B. A. Köln 1, als Mitglied zur dortigen R. B. D. und Kasten, Vorstand des R. B. A. Essen 1, als Mitglied (auftrw.) zur dortigen R. B. D., sowie der Reichsbahnbaumeister Walter Wetzler vom Z. M. A. zum Z. V. A. der Gruppenverwaltung Bayern in München.

Ausgeschieden: Reichsbahnoberrat Hesse, Mitglied der R. B. D. Köln, infolge seiner Wahl zum ersten Direktor der Gesellschaft der Köln-Bonner Eisenbahnen.

Gestorben: Reichsbahndirektor, Geheimer Baurat Kurth, Mitglied der Hauptverwaltung in Berlin.

INHALT: Neues Bauverfahren bei der Untergrundbahn in Hamburg. — Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken. — Der Wert baulicher Versuche in den geschiebeführenden Flüssen. — Beitrag zur Vervollkommnung der Drahtkabel-Hängebrücken. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Pump-Speicherkraftwerk Niederwartha bei Dresden. — Wettbewerb Lechbrücke Hochzoll. — Berliner Funkturm. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 10. Juni 1927. Heft 26

Alle Rechte vorbehalten.

Die Köln-Mülheimer Brücke.

Am 28. April d. J. wurde von der Stadtverordnetenversammlung der Stadt Köln beschlossen, nicht die vom Preisgericht zur Ausführung empfohlene Bogenbrücke (Entwurf Krupp),[1]) sondern eine Hängebrücke zu bauen. Was zu diesem Beschluß geführt hat, soll heute hier nicht erörtert werden. Der Beschluß wurde durch ein neues Angebot der Firma Fried. Krupp wieder in Frage gestellt. Nun reichten auch die Gutehoffnungshütte und Klönne, die letzte Firma in Verbindung mit Krupp, je einen weiteren Entwurf für eine Bogenbrücke ein. Die Stadt Köln berief zwei neue Gutachter, die Herren Professoren Dr.-Ing. Beyer und Dr.-Ing. Gaber, um zu den nun noch in Frage stehenden Entwürfen Stellung zu nehmen. Auf Grund des Gutachtens dieser beiden Gutachter ist nun am 19. Mai von der Stadtverordnetenversammlung endgültig der Bau einer Hängebrücke beschlossen worden.

Die Äußerungen[2]) der beiden Gutachter sind so erstaunlich, daß wir es für unsere unabweisbare Pflicht halten, im Interesse des Ansehens der deutschen Brückenbauwissenschaft dazu Stellung zu nehmen.

Für die endgültige Beschlußfassung lagen folgende Entwürfe vor:

1. Entwurf Krupp. Über dem Strom vollwandiger Bogenträger mit genietetem Zugband, das an beiden Enden je an einem Hebel angreift und einen Teil des Horizontalschubes des Bogenträgers aufnimmt. Der Rest des Horizontalschubes wird durch die Hebel auf die Widerlager übertragen. Die Seitenöffnungen werden von Gewölben überspannt.

2. Entwurf Krupp-Klönne. Vollwandiger Bogenträger mit Zugband aus Kabeln über der Stromöffnung. Blechbalkenträger über den Seitenöffnungen.

3. Entwurf Gutehoffnungshütte. Vollwandiger Bogenträger mit genietetem Zugband über dem Strom. Blechbalkenträger über den Seitenöffnungen.

4. Hängebrücken.

Wir können uns auf die Äußerungen der beiden Herren Gutachter zu den ersten drei Entwürfen beschränken.

Bei dem ersten Entwurf bemängeln die Herren Gutachter die konstruktive Durchbildung der Hebel, ohne anzugeben, welches die Mängel sind. Sie geben aber zu, daß sich die Mängel beheben lassen und daß diese für die Ablehnung des Entwurfes nicht ausschlaggebend sein können. Sie verwerfen jedoch den Entwurf deshalb, weil noch ein Teil des Horizontalschubes des großen Bogenträgers in die Widerlager komme und diese nur durch die Gegenwirkung der Gewölbe der Nachbaröffnungen standsicher seien. Im Falle eines Krieges sei aber mit der Sprengung der Nachbaröffnungen zu rechnen, wodurch die Standsicherheit des großen Bogenträgers auf das Ernsteste gefährdet werde.

Hält man an der Forderung der Herren Gutachter fest, daß der Überbau der großen Stromöffnung auch bei Sprengung der Überbauten der dem großen Stromüberbau benachbarten Seitenöffnungen standsicher sein muß, so ergibt sich folgendes überraschende Bild, das vielleicht auch dem Herrn Oberbürgermeister und der Stadtverordnetenversammlung der Stadt Köln zu denken gibt:

Werden bei der Kruppschen Bogenbrücke die dem großen Überbau benachbarten Gewölbe gesprengt, so behält der große Überbau zweifelsohne seine Standsicherheit. Denn in diesem Falle beträgt die größte Kantenpressung des Baugrundes unter den Widerlagern bei Niedrigwasser ohne Verkehrslast 6 kg/cm² und mit Belastung durch 70 000 Menschen 6,6 kg/cm², bei Hochwasser 5 kg/cm² und 5,6 kg/cm². Das Verhältnis zwischen den wagerechten und senkrechten, auf die Widerlager wirkenden Kräften erreicht bei Niedrigwasser die Werte 0,158 und 0,202, bei Hochwasser 0,198 und 0,249.

Wird aber einer der Seitenarme der in sich verankerten Hängebrücke gesprengt, so stürzt die ganze Hängebrücke in sich zusammen. Dasselbe geschieht, wenn eine der Pylone oder das Kabel an einer Stelle gesprengt wird.

Die Forderung der Herren Gutachter, daß der große mittlere Überbau ohne das Zutun der seitlichen Überbauten standsicher sein muß, wendet sich also gegen die Hängebrücke.

Unseres Erachtens ist die Forderung der Herren Gutachter aber auch unbegründet. Die Stadt Köln braucht sich in dieser Hinsicht nicht um ihre Hängebrücke zu sorgen.

Wir fragen: „Haben nicht unsere Vorgänger und die lebenden Ingenieure hunderte von Bogenbrücken und Gewölben gebaut, bei denen die einzelnen Überbauten nur durch den Schub der Nachbarbogen standsicher sind?“

Wir fragen weiter: „Gibt es überhaupt ein Bauglied, das ohne ein anderes für sich standsicher ist?“ Das andere Bauglied kann ein Widerlager, ein Pfeiler, der Stab des Fachwerkes eines Balkenträgers, das Zugband eines Bogenträgers, das Kabel einer Hängebrücke usw. sein.

Die Herren Gutachter führen als zweiten Grund für die Ablehnung des Entwurfes „Krupp“ den an, daß auf Kies gegründete, vom Schub der Bogenträger belastete Pfeiler ausweichen könnten.

Wir fragen die Herren Gutachter: „Sind nicht hunderte von auf Schub beanspruchten Bogenbrückenpfeilern auf Kies gegründet worden? Überspannen nicht in den Nachbarstädten Kölns, in Bonn und in Düsseldorf, zwei gewaltige, kühne, auf Kies gegründete Bogenbrücken mit Bogenschub den Rhein? Haben nicht die beiden weltbekannten Brückenbauanstalten Gutehoffnungshütte und Hein, Lehmann & Cie. in den letzten Jahren die Düsseldorfer Bogenbrücke von 15 auf 25 m verbreitert, ohne die Pfeiler zu verstärken? Müßten nicht diese beiden Firmen nach der Ansicht der Herren Gutachter wegen sträflicher Leichtfertigkeit vor Gericht gestellt werden? Müßte Düsseldorf die Brücke nicht sofort für den Verkehr sperren?“

Wir fragen weiter: „Ist den Herren Gutachtern nicht das eingehende Gutachten bekannt, das der allseitig anerkannte Forscher und Statiker Prof. Grüning der Firma Krupp über die Standsicherheit der Bogenbrücke erstattet hat?“

Den zweiten Entwurf erkennen die Herren Gutachter als eine beachtenswerte und aus dem Rahmen herausfallende Lösung an; sie warnen aber davor, diese neuartige Lösung mit Zugband aus Kabeln bei der großen Köln-Mülheimer Brücke anzuwenden. Sie raten, daß die Deutsche Reichsbahn zunächst diese neuartige Lösung bei einer Bogenbrücke von 70, 80 oder 100 m Stützweite versuchen soll. Wenn bei einer solchen Brücke ein Fehlschlag eintrete, so lasse sich dieser Schaden mit geringem Geldaufwand wieder gutmachen.

Wir nehmen nicht an, daß die Herren Gutachter glauben, ein ernster Fehlschlag bei einer Eisenbahnbrücke, ein Einsturz, sei nicht von großer Bedeutung. Denn ein Einsturz einer Eisenbahnbrücke unter einem vollbesetzten Personenzuge würde der Deutschen Reichsbahn und damit auch dem deutschen Volke unermeßlichen Schaden zufügen. Die deutschen Eisenbahnstrecken würden mit Recht vom Auslande als betriebsgefährlich gemieden werden.

Wir fragen aber: „Ist der Versuch mit dem Zugband aus Kabeln bei einer Straßenbrücke mit großem Eigengewicht und verhältnismäßig kleiner Verkehrslast oder bei einer Eisenbahnbrücke mit großer, schnell bewegter Verkehrslast und verhältnismäßig kleinem Eigengewicht gefährlicher?“

Wir fragen weiter: „Gibt es einen wesentlichen Unterschied der baulichen Durchbildung und des Anschlusses zwischen einem Zugband aus Kabeln einer Bogenbrücke und einem Hängegurt aus Kabeln einer in sich verankerten Hängebrücke?“ Die Herren Gutachter werden uns keinen wesentlichen Unterschied zu nennen wissen. Will man aber einen Unterschied feststellen, so ist es der, daß das Kabelzugband der Bogenbrücke auf reinen Zug, der Kabelhängegurt der Hängebrücke auf Zug und Biegung beansprucht wird. Dieser Unterschied fällt also zugunsten der Bogenbrücke aus. Sonst gilt der Grundsatz: „Was dem einen recht ist, ist dem andern billig.“ In Köln scheint aber der Grundsatz zu herrschen: „Was der Hängebrücke recht ist, ist noch lange nicht der Bogenbrücke billig.“

Die Herren Gutachter begründen die Ablehnung des Krupp-Klönneschen Entwurfes damit, daß wichtige bauliche Einzelheiten noch nicht erprobt sind. Wenn dieser Einwand berechtigt wäre, so träfe er in weit erhöhtem Maße die von den Herren Gutachtern empfohlene Hängebrücke.

Den dritten Entwurf tut Herr Prof. Dr.-Ing. Gaber als Sprecher der beiden Herren Gutachter mit folgenden Worten ab: „Irgend ein nennenswerter Fortschritt auf technischem Gebiet ist bei diesem Entwurf nicht zu entdecken. Sehr schön ist die Linienführung, sehr schön ist die Ansicht im ganzen, einwandfrei ist die Konstruktion. Sie bewegt sich durchaus im Rahmen dessen, was wir gewöhnt sind. Ich persönlich hätte als Ingenieur nur versucht, bei einer so großen Aufgabe auf dem bisher beschrittenen Wege einen Schritt weiter zu gehen. Das ist hier nicht geschehen. Es ist nichts Neues da, es ist auch nichts da, was man bemängeln könnte. Es ist so wie bei einem Staatsbeamten, der befördert wird, wenn nichts gegen ihn vorliegt.“

Wir fragen: „Wie ist es möglich, daß ein technisch und wirtschaftlich guter und ästhetisch befriedigender Entwurf abgelehnt wird, weil er keinen

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 5 u. f. und „Der Bauingenieur“ 1927, Heft 13 u. f. — [2]) Nach dem Stenogramm in der Sitzung der vereinigten Ausschüsse am 18. Mai 1927.

technischen Fortschritt aufweist?“ Die Ausschreibungsbedingungen der Stadt Köln enthielten nicht die Forderung, daß die Entwürfe technische Neuerungen bringen müßten.

Den zweiten Entwurf lehnen die Herren Gutachter ab, weil er eine neue, nicht erprobte Lösung bringt, den dritten Entwurf verwerfen sie, weil er keine technische Neuerung bringt. Wir vermögen hierin ebensowenig einen folgerichtigen Zusammenhang zu erblicken, wie in dem Vergleich zwischen einer Brücke, die wegen Mangels an Fortschritt nicht gebaut werden soll, und einem Staatsbeamten, der befördert wird, weil gegen ihn nichts vorliegt.

Die besprochenen Entwürfe haben zwar nicht dem Preisgericht vorgelegen; sie sind aber Abänderungen der beurteilten Entwürfe, zu denen die Entwurfsverfasser von der Stadt Köln gedrängt worden sind aus Gründen, die wir nicht als stichhaltig anerkennen. Wir stehen nach wie vor auf dem Standpunkte, daß der zur Ausführung empfohlene Entwurf unter dem vom Preisgericht ausgesprochenen Vorbehalt unbedenklich hätte ausgeführt werden können. Unter diesen Umständen halten wir uns als Mitglieder des Preisgerichtes für verpflichtet, zu der Beurteilung der Ersatzentwürfe Stellung zu nehmen.

Vor dem Forum der deutschen Ingenieurwissenschaft legen wir gegen die gutachtlichen Äußerungen der Herren Professoren Dr.-Ing. Beyer und Dr.-Ing. Gaber in einer solch wichtigen Bauangelegenheit, wie es der Bau der Köln-Mülheimer Brücke ist, Verwahrung ein.

Zimmermann. Schaper.

Dem Urteil der Herren Zimmermann und Schaper schließen sich an: Ellerbeck. Franzius. Grüning. Hertwig. Karner. Kayser. Kirchner. Kommerell. Krohn. Kulka. Bruno Schulz. Voß. Weidmann.

Die hölzernen Funktürme des Rundfunksenders München-Stadelheim.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **H. Seitz,** Oberingenieur der Karl Kübler A.-G., Stuttgart.

Die Rundfunksendeanlage in München-Stadelheim wurde im Januar 1926 in Betrieb genommen. Kurz vorher waren ihre beiden 100 m hohen eisernen Antennentürme fertiggestellt worden, die zuvor während des Sommers 1925 auf dem Gelände der Deutschen Verkehrsausstellung in München gestanden hatten und dort wegen ihrer eleganten Form oft bewundert worden waren. Es zeigte sich jedoch während des Betriebes, daß durch die Anordnung der Antennenanlage ein unverhältnismäßig hoher Energieverlust bedingt war, demgegenüber man auf Abhilfe bedacht sein mußte.

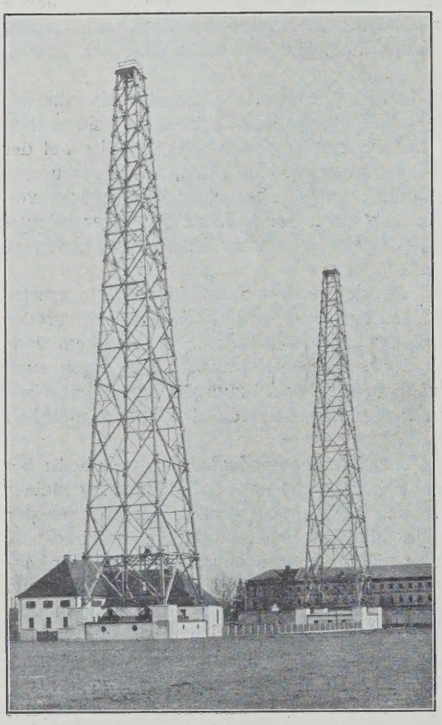


Abb. 1.

Man zog zu diesem Zweck in erster Linie die Erstellung hölzerner Funktürme in Betracht, wie solche in der Umgebung Münchens bereits mehrfach mit gutem Erfolge erbaut worden sind. Im Verfolg einer beschränkten Ausschreibung fiel der Zuschlag für Lieferung und Aufstellung der Holztürme an die Karl Kübler A.-G., Stuttgart, die die werkstattmäßige Ausführung durch ihr Lizenzwerk Steinbeis & Consorten, Bruckmühl-Brannenburg, vornehmen ließ.

Bei dem Entwurf der Holztürme waren die Fundamente als gegeben zu betrachten, da die bestehenden Fundamente der Eisentürme auch für die Holztürme benutzt werden sollten. Der Grundriß der Türme war dadurch auf ein Quadrat von 12 m Seitenlänge festgelegt. Die bei der Ausführung in Holz unvermeidlichen wesentlich größeren Windangriffsflächen hatten zur Folge, daß für die neuen Türme die Höhe von 100 m auf 75 m herabgesetzt werden mußte, da sonst die Gewichte der Fundamentkörper nicht die nötige Standsicherheit gewährleistet hätten. Man glaubte, eine Änderung der Fundamente vermeiden und die Turmhöhe auf $^3/_4$ der seitherigen beschränken zu dürfen, da man sich von den Holztürmen von vornherein eine wesentlich günstigere elektrische Leistung versprach.

Als Belastungsannahmen für die Berechnung des Turmes waren neben dem Eigengewicht ein Spitzenzug von 600 kg durch das Antennenseil und der Winddruck zu berücksichtigen. Der letztere ist in Anlehnung an die „Normen für Starkstromleitungen“ vom 1. Juli 1921, jedoch mit 150 kg/m² statt 125 kg/m² senkrecht getroffener Fläche angenommen, wobei wie in den Normen die rückwärtige Tragwand als im Windschatten liegend nur mit der Hälfte in Ansatz gebracht ist. Wenn auch diese Lastverminderung auf der windabgelegenen Seite nicht einwandfrei begründet sein mag, so wurde sie doch von der üblichen Berechnungsweise eiserner Türme übernommen, da sie sich bisher bewährt zu haben scheint und im vorliegenden Falle die Flächenbelastung ohnehin um $^1/_5$ höher gewählt wurde. Die zulässigen Beanspruchungen des Baustoffes

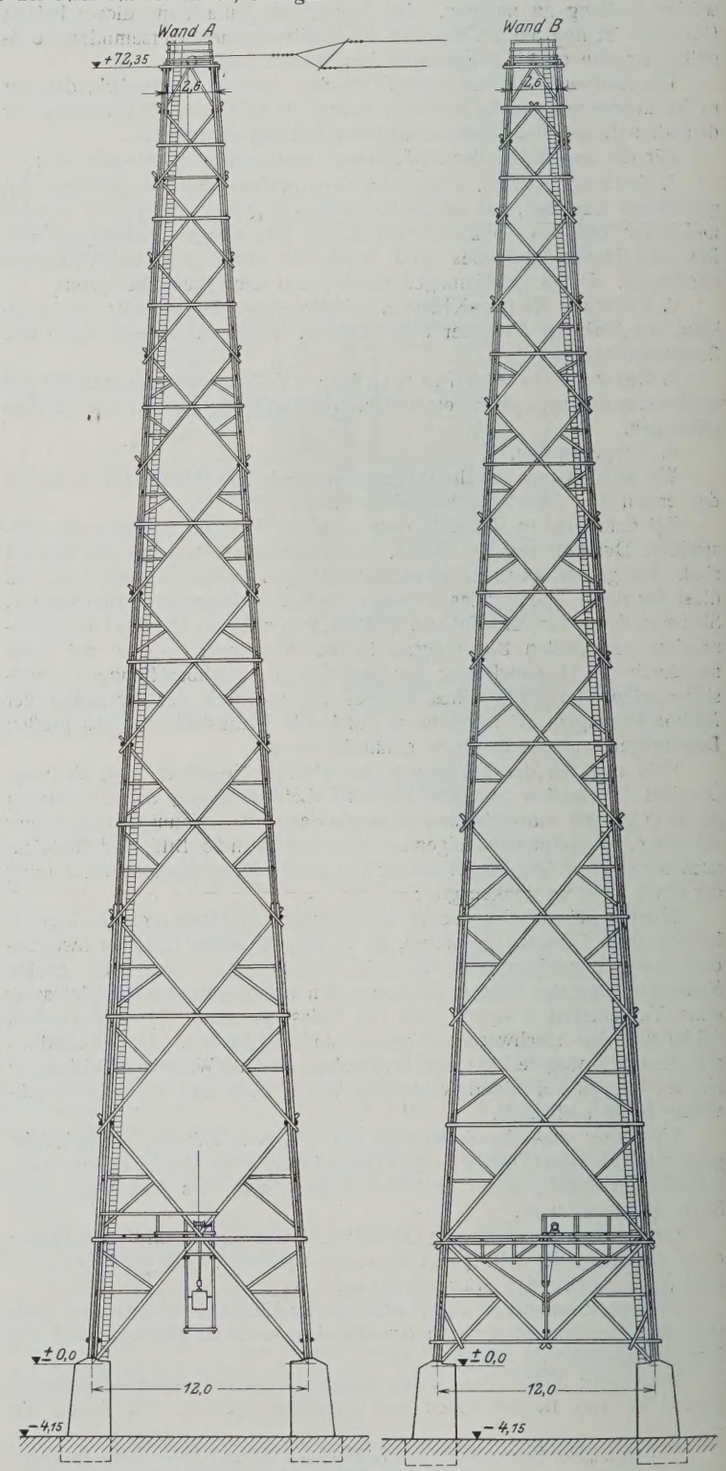


Abb. 2.

wurden entsprechend den bayerischen „Oberpolizeilichen Vorschriften“ vom 14. April 1918 in die Berechnung eingeführt. Von einer Erhöhung der zulässigen Beanspruchungen, wie sie die oben angeführten Normen im Verhältnis zu den sonst statthaften Spannungszahlen, und zwar bei Eisen und bei Holz, vorsehen, wurde Abstand genommen. Wohl wirken die Windlasten, neben denen diejenigen aus ständiger Last nur einen geringen Bruchteil (etwa $^1/_4$ bis $^1/_6$) betragen, in rechnungsmäßiger Höhe nur in seltenen Ausnahmefällen und auch dann wohl nur auf kurze Zeit, was für die Formänderungen und die Widerstandsfähigkeit des Bauwerkes zweifellos von Vorteil ist, anderseits aber sind die Berechnungsannahmen derartiger Türme noch nicht im gleichen Maße erprobt, wie beispielsweise diejenigen von Dachbindern, auch darf nicht damit gerechnet werden, daß das Holz bei dieser Verwendungsart den gleichen Grad von Trockenheit wie sonst und damit dieselbe Festigkeit erreicht, weshalb diese Vornicht am Platze war.

Die Gesamtanordnung des Fachwerksystems ist aus Abb. 1 u. 2 zu entnehmen. Es wurde Wert darauf gelegt, die Schrägstäbe in den Knotenpunkten zentrisch anzuschließen, wie dies bei den Holzbauten des Systems Kübler allgemein der Fall ist. Die Durchführung dieses Gesichtspunktes stößt bei räumlichen Fachwerken in Holz auf Schwierigkeiten, da sich die Stabanschlüsse hier nicht auf so engen Raum zusammendrängen lassen wie im Eisenbau. Weiter wird die konstruktive Durchbildung dadurch erschwert, daß sämtliche Stäbe Wechselspannungen aufweisen. Es ist hier deshalb nicht angängig, einzelne Füllstäbe auf den Gurthölzern nur druckfest aufzusetzen, wie dies bei den üblichen Dachbindern häufig angeht und die Konstruktion wesentlich vereinfacht. Die Anwendung eines Fachwerksystems mit wechselweise wirksamen Druckstrebenscharen hätte zwar einfachere Stabanschlüsse ermöglicht, doch wäre die Zahl der anzuschließenden Stäbe entsprechend größer und die Konstruktion im ganzen weniger wirtschaftlich geworden. Durch die Verschiebung der Hauptknotenpunkte je zweier benachbarter Tragwände um eine halbe Stockwerkhöhe konnten die beiden dort zusammenlaufenden Hauptstreben mittig und zug- und druckfest angeschlossen werden. Den übrigen Füllstäben kommt ohnehin nur untergeordnete Bedeutung zu, so daß ihr außenmittiger Anschluß ohne Bedenken in Kauf genommen werden konnte.

Aus ähnlichen Erwägungen heraus wurde auch darauf verzichtet, den Eckpfosten im unteren Teil des Turmes einen stärkeren Anlauf zu geben. Es sind dadurch gewinkelte Zugstöße dieser Hölzer vermieden worden, die, da sie in einen der Knotenpunkte hätten verlegt werden müssen, deren Durchbildung erschwert hätten. Die durchweg vierteiligen Eckpfosten, die bis auf etwa 25 m Höhe 13/13 cm, darüber 10/10 cm messen, erhielten ihre Stöße jeweils etwa 0,80 m über den Knotenpunkten, was sich auch für die Aufstellung als zweckmäßig erwies.

Bei der großen Länge der Schrägstäbe in den unteren Stockwerken (in Wand A bis zu 17 m) mußte der Knicksteifigkeit in der Richtung senkrecht zur Wandebene besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden, zumal da die Streben in ihrem Kreuzungspunkte gestoßen waren. Es wurden hier wagerechte biegungsfeste Zangen angeordnet, die in den unteren Stockwerken vergittert, weiter oben verdübelt sind. Diese Zangen dienen gleichzeitig zur Aufnahme der auf die Streben und Füllstäbe anfallenden Windkräfte. Bei der Berechnung der Zangen wurde von der Überlegung ausgegangen, daß ihre Biegungsfestigkeit so groß sein muß, daß sie die bei einem seitlichen Ausweichen der Druckstreben entstehenden wagerechten Kräfte aufzunehmen und darüber hinaus den Punkt wieder in seine ursprüngliche Lage zurückzudrücken vermag. Aus Abb. 3 ergibt sich die Größe der wagerechten Kraft H, die durch ein seitliches Ausweichen des Strebenkreuzungspunktes um den Betrag f hervorgerufen wird, zu

$$(1) \qquad H = -\frac{4\,P\,f}{l},$$

wo P die Stabkraft der Streben, l deren Länge bedeutet. Die durch die Kraft H hervorgerufene Durchbiegung der Zange, deren Länge mit l_1 bezeichnet werde, ist

$$(2) \qquad f = \frac{H\,l_1^{\,3}}{48\,E\,J},$$

und aus der Gleichsetzung dieser beiden Beträge von f ergibt sich als erforderliches Mindestträgheitsmoment der Zange

$$(3) \qquad J = \frac{P\,l_1^{\,3}}{12\,l\,E}.$$

Beispielsweise ergab sich für den zweituntersten Schrägstab der Wand A — der unterste ist durch den Podesteinbau in seiner Lage gehalten — folgende Berechnung. Stabkraft — 5,70 t (+ 4,57 t),

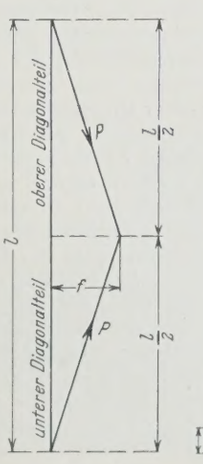


Abb. 3.

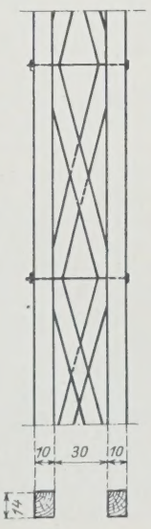


Abb. 4.

Knicklänge des unteren Stabteiles 8,0 m, hierfür erforderliches Trägheitsmoment

$$J = 70\,P\,l^2 = 70 \cdot 5{,}7 \cdot 8{,}0^2 = 25\,500\ \text{cm}^4.$$

Der gewählte Querschnitt $2 \times 10/16$ mit 10 cm Zwischenraum hat $J = 34\,700$ cm⁴. Die Stabkraft im Knickzustande beträgt höchstens $7 \cdot 5{,}7 = 39{,}9$ t. Aus Gl. 3 ergibt sich für das Trägheitsmoment des Querriegels:

$$J = \frac{39\,900 \cdot 950^3}{12 \cdot 1500 \cdot 100\,000} = 18\,900\ \text{cm}^4.$$

Das gewählte vergitterte Profil (Abb. 4) hat ein Trägheitsmoment von 114 500 cm⁴. Trifft der Winddruck die Wand A, so sind die Füllstäbe dieser Wand spannungslos, die Kräfte werden durch Wand B aufgenommen. Die an dem eben betrachteten Strebenkreuzungspunkte angreifenden Windkräfte betragen bei 6 m² Angriffsfläche

$$P_w = 6{,}00 \cdot 150 = 0{,}9\ \text{t},$$

das vom Querriegel aufzunehmende Biegungsmoment

$$M = \frac{0{,}9 \cdot 9{,}5}{4} = 2{,}14\ \text{mt}.$$

Dies entspricht einer Gurtspannung

$$= \frac{214\,000}{40 \cdot 14 \cdot 10} = 38\ \text{kg/cm}^2.$$

In der Regel war die zur Aufnahme der Windkräfte erforderliche Biegungsfestigkeit der Querriegel wesentlich größer, als es die Aufnahme der Knickkräfte bedingt hätte.

Die für die Eisentürme unumgänglich nötigen Porzellanisolatoren konnten bei den Holztürmen wegbleiben. Die Eisenbetonnischen, die bisher zur Aufnahme der Isolatoren gedient haben, wurden zu massiven Klötzen ausbetoniert, in die die Fundamentanker eingelassen wurden, und auf denen die Auflagerflächen für den Eckpfosten vorbereitet wurden. Wie aus Abb. 5 ersichtlich, konnten die Ankerkräfte von 26 t in einfacher Weise angeschlossen werden. Da das Eigengewicht jedes der Fundamentkörper mindestens 50 t beträgt, ist eine zweifache Standsicherheit erreicht.

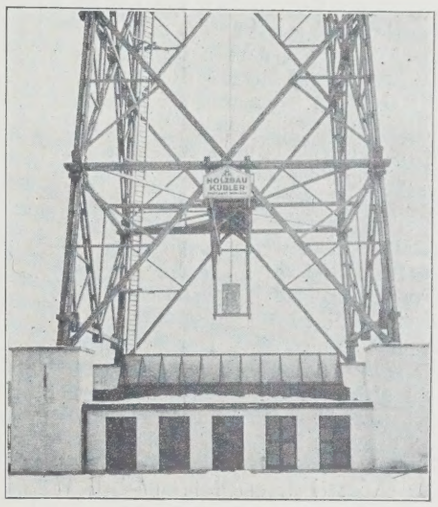


Abb. 5.

In 11 m Höhe über dem Gelände ist ein Podest eingebaut, das die Winde für das Antennenseil und die Führung des Spanngewichtes trägt. Die Leiter zum Besteigen des oberen Podestes von 2,60/2,60 m ist in einer Ecke des Turmes angeordnet, wodurch ihr eine das Besteigen erleichternde Neigung gegeben werden konnte. Auch erübrigte sich die Anordnung eines Rückenschutzes, da dieser durch den Eckpfosten gebildet wird.

Um die Lebensdauer des Holzes zu erhöhen, wurde es nach der Verzimmerung im Werk mit einem Durchtränkungsmittel behandelt, wie es für die Konservierung von Telegraphenmasten verwendet wird. Die eisernen Verbindungsmittel im unteren Teile beider Türme wurden mit einem Rostschutzanstrich versehen. Die oberen 50 m der Türme wurden mit Messingschrauben und mit Bronzedübeln ausgerüstet, um in der Nähe der Antenne alle störenden Einflüsse von magnetisch werdenden Eisenteilen zu vermeiden. Als Antennenseil wurde aus dem gleichen Grunde ein Hanfseil von 20 mm Durchm. gewählt. Da während der Bauausführung auf Grund anderweit gemachter Erfahrungen Bedenken darüber auftauchten, ob Messingschrauben den hier zu gewärtigenden Wärmeschwankungen einwandfrei standhalten werden — wegen des uneinheitlichen Gefüges wurden Brüche infolge innerer Spannungen befürchtet —, wurden eine Anzahl Schrauben in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart etwa 10mal einer Abkühlung auf — 15 bis — 20° und daran anschließend einer plötzlichen Erwärmung in warmem Wasser unterworfen, ohne daß irgendwelche nachteiligen Beobachtungen zu machen waren.

Da die Sendeanlage dauernd im Betriebe bleiben mußte, konnte der Abbau der Eisentürme und der Aufbau der Holztürme nur schrittweise stattfinden. Um ein reibungsloses Ineinandergreifen der Arbeiten sicherzustellen, wurde auch der Abbau der Eisentürme an die Karl Kübler A.-G. übertragen. Für die Abbauarbeiten wurden für jeden Turm schwach

drei Wochen, für den Aufbau der Holztürme je vier Wochen benötigt. Die Abänderung der Fundamente ließ sich je in acht Tagen durchführen.

Um festzustellen, inwieweit durch die Auswechslung der Eisentürme gegen hölzerne der Zweck erreicht wurde, den Wirkungsgrad der Antennenanlage zu verbessern, wurden durch das Telegraphen-Technische Reichsamt, Abteilung München, unter Leitung von Oberregierungsrat Prof. Baumgartner in letzter Zeit Strahlungsmessungen durchgeführt. Die Eisentürme hatten infolge ihrer geringen gegenseitigen Entfernung (Mittenabstand 90 m) den größten Teil der Antennenenergie verschluckt, was dadurch begünstigt wurde, daß die Eigenwelle der Türme in der Nähe der Wellenlänge des Münchener Senders lag und die Kapazität der Türme gegen Erde groß war, besonders beim westlichen Turm infolge der darunter eingebauten Transformatorenstation. Die nutzbare Ausstrahlung der Antenne betrug bisher nur etwa 20 % der ihr zugeleiteten Leistung von 10 kW. Seit Inbetriebnahme der Holztürme hat sich hierin eine sehr erhebliche Verbesserung ergeben, insofern der genannte Wirkungsgrad sich auf 62 %, also das Dreifache des früheren Betrages gehoben hat, so daß die Holztürme die auf sie gesetzten Erwartungen bezüglich ihrer elektrischen Leistungsfähigkeit vollauf erfüllt haben.

Zur Frage der Gründung mit Grundwasserabsenkung oder Unterwasserschüttung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Magistratsbaurat **Joseph Schäfer**, Berlin.

In der Besprechung des Ergebnisses des engeren Ausschreibens zur Erlangung von Entwürfen für den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim in der „Bautechnik“ 1927, Heft 6, S. 71, wird erwähnt, daß die Verfasser des mit dem ersten Preise bedachten Entwurfes Bedenken gegen eine Gründung der Landwiderlager zwischen Spundwänden unter Grundwasserabsenkung haben. Sie befürchten, daß durch eine Grundwasserabsenkung dem Boden feine Sandteile entzogen werden und daß dadurch die Tragfähigkeit des Baugrundes vermindert werde. Diesen Bedenken und Befürchtungen liegt eine weder durch tatsächliche Beobachtungen noch durch physikalische Deduktionen begründete Auffassung von der Wirkung einer Grundwasserabsenkung auf das umgebende Erdreich zugrunde, die leider ohne jeden Beweis nicht nur von Laien, sondern auch von Fachleuten immer wieder vertreten wird.

Bei einer Grundwasserabsenkung im Baubetriebe finden in der Regel sogenannte Filterbrunnen von 150 bis 200 mm Durchm. Verwendung. Sie bestehen aus mit Schlitzen oder runden Löchern versehenen Rohren, die mit einem feinmaschigen Gewebe aus Kupfer (bei Arbeiten von kürzerer Dauer auch aus Messing oder Eisen) umgeben sind. Die Maschenweite des Gewebes kann nach der Korngröße des umgebenden Erdreiches gewählt werden. Sie muß mindestens kleiner sein als die in einem nennenswerten Prozentsatz noch vorkommende größte Korngröße, am besten aber kleiner als die am häufigsten vorhandene Korngröße. Bei einem so gewählten Filtergewebe ist das Eindringen von größeren Sandmengen in den Brunnen völlig ausgeschlossen, Unversehrtheit des Gewebes vorausgesetzt. Denn wenn auch zunächst bei hinreichend großer Schleppkraft des dem Brunnen zuströmenden Grundwassers aus den unmittelbar die Brunnenwandung berührenden Schichten diejenigen Korngrößen, die kleiner als die Maschenweite des Filters sind, in den Brunnen mitgerissen werden, so muß dieser Zustand schnell dadurch ein Ende finden, daß sich die größeren Sandkörner vor die Maschen legen und sich um das Brunnenrohr gleichsam ein natürliches Kiesfilter bildet, das selbst die feinsten Teile zurückbehält. In der Tat zeigt sich auch bei allen Ausführungen, daß das beim Probebetrieb geförderte Grundwasser anfänglich durch feine Sand-, Lehm- oder Tonteilchen etwas getrübt ist, sich bald aber klärt und klar bleibt. Daß überhaupt nur ein Auswaschen der allerfeinsten Korngrößen in unmittelbarer Berührung mit der Filterwandung möglich ist, ergibt sich aus folgender Überlegung:

Bei einem Brunnen mit 4 m Filterlänge und 150 mm Durchm. darf man eine Wasserentnahme von 10 l/Sek. schon als reichlich bezeichnen. Sie bedingt zum mindesten Untergrundverhältnisse, wie sie die scharfen, kiesigen, fast tonfreien Diluvialsande des märkischen Urstromtales darstellen. Aus den genannten Zahlen ergibt sich eine Eintrittsgeschwindigkeit in den Brunnen von $v = \frac{10\,000}{400 \cdot 15 \cdot \pi} = 0{,}53$ cm/Sek. $= 5{,}3$ mm/Sek. In einem Umkreise von 30 cm Durchm. ist die Geschwindigkeit nur noch die Hälfte $= 2{,}6$ mm/Sek. Nach Thiem ist für Korngrößen von 0 bis 0,25 mm die Wassergeschwindigkeit, bei der das Korn gerade noch schwebt, 0 bis 29 mm/Sek. Bei der oben errechneten Geschwindigkeit von 5,3 bezw. 2,6 mm/Sek. können also, wenn man die Thiemschen Werte geradlinig zwischenschaltet, nur Korngrößen von 0,05 bezw. 0,02 mm eben noch transportiert werden. In einem Umkreise von 0,50 m um einen Filterbrunnen ist bei der üblichen Ergiebigkeit die Wassergeschwindigkeit mit Sicherheit so gering, daß ihr jede Schleppwirkung auch auf die feinsten Bestandteile fehlt. Es sei nebenbei erwähnt, daß die feinen Bestandteile unter 0,1 mm in unseren Diluvialen und alluvialen Flußsanden und -kiesen im allgemeinen nur etwa 1 bis 2 % darstellen. Die möglicherweise eintretende Auswaschung der ganz feinen Korngrößen in unmittelbarer Nähe des Brunnens kann also nur verschwindend sein und ist keinesfalls in der Lage, den Gleichgewichtszustand des Erdreiches zu beeinflussen. Man kann sich leicht ausrechnen, daß diese geringen Sandmengen auf die Grundfläche einer Baugrube mit normalerweise 30 m² für 1 Brunnen noch nicht einen Bruchteil eines Millimeters ausmachen.

Treten in der Nachbarschaft einer tiefen Baugrube Versackungen des Bodens und demzufolge auch Schäden an den darauf oder darin befindlichen Bauwerken auf, so sind diese regelmäßig eine Folge der Nachgiebigkeit der Baugrubenumschließung und -absteifung, wenn nicht schon der Rammarbeiten, namentlich bei Verwendung von Spundwänden, niemals aber kann bei Unversehrtheit der Brunnen die Grundwassersenkung die Ursache sein. Namentlich eine Wirkung der Grundwassersenkung auf den Gleichgewichtszustand eines normalen Baugrundes in größerer Entfernung, etwa noch auf ein Mehrfaches der Baugrubentiefe, wie in Prozessen immer wieder behauptet wird, muß unbedingt in das Reich der Fabel verwiesen werden. Eine Einwirkung der Grundwassersenkung auf das Erdreich auch auf größere Entfernung läßt sich nach Beobachtungen des Verfassers vermuten, wenn es sich um Torf oder Moorboden handelt. Aber auch hier kann nicht eine Wegführung von festen Bestandteilen durch die Grundwasserförderung in Frage kommen, sondern wahrscheinlich verändern die quellbaren vegetabilen Bestandteile durch Verringerung ihres Wassergehaltes das Volumen und geben dadurch Veranlassung zu Bewegungen der darüberliegenden Bodenschichten und ihrer Bauwerke.

Sind somit gegen eine technisch einwandfrei gebaute Grundwasserabsenkung als Gründungsverfahren keine Bedenken zu erheben, so erscheint demgegenüber eine Gründung mit Bodenaushub und Betonschüttung unter Wasser recht bedenklich. Zunächst erfordert der Bodenaushub unter Wasser eine völlig dichte Spundwand. Dafür kann aber niemand bei größeren Rammtiefen eine Gewähr übernehmen. Die Spundpfähle gehen bei größeren Tiefen häufig aus den Schlössern und klaffen beträchtlich auseinander, was sich bei den tiefen und umfangreichen Baugruben der Berliner Untergrundbahnen aus eisernen Spundwänden beobachten ließ. Dabei schien nach dem Verhalten an der Oberfläche alles in bester Ordnung zu sein. Durch die Lücken in der Baugrubenumschließung muß aber beim Baggern ständig Boden von außen nachfließen, der einmal zu Versackungen außerhalb der Baugrube Veranlassung gibt und dann im Innern sich als lose Masse ansammelt. Der größte Nachteil dieses Verfahrens ist aber, daß die Betonschüttung unter Wasser selbst bei hohem Zementverbrauch auch nicht entfernt die Festigkeit des im Trockenen hergestellten Stampf- oder Gußbetons erreicht. Nicht zu unterschätzen ist auch die trotz aller Sorgfalt unvermeidliche Entmischung des Betons, die zweifellos die geringe Festigkeit mit verursacht. Der Einsturz der Oderbrücke bei Gartz ist wohl ein warnendes Beispiel für die Gefahren der Schüttbetongründung unter Wasser. Bei der hohen Vollkommenheit, mit der heutzutage die Druckluftgründung und die Gründung unter Grundwasserabsenkung bis zu größten Tiefen und unter schwierigsten Boden- und Wasserverhältnissen durchgebildet sind, ohne Beeinträchtigung der Wirtschaftlichkeit, muß die Schüttbetongründung als eine veraltete Bauweise abgelehnt werden.

Mit der einwandfreien Gründung der Brückenwiderlager etwa unter Grundwasserabsenkung ist aber nicht auch die Frage entschieden, ob man es bei den Bodenverhältnissen des Rheinufers in Köln überhaupt wagen darf, eine Bogenbrücke von so gewaltiger Spannweite als äußerlich statisch unbestimmtes System zu konstruieren. Denn das setzt eine zuverlässige Schätzung der Verschiebung der Widerlager voraus, die aber bei unserer noch recht unsicheren Kenntnis der Baugrund-Formänderung die größten Schwierigkeiten bereiten dürfte. Leider ist aus den Veröffentlichungen über den Wettbewerb nicht zu ersehen, welche Stellung dieser Frage gegenüber, die ja für die Wahl des Systems von größter Bedeutung ist, sowohl die Entwurfsbearbeiter der Bogenbrücke als auch das Preisgericht eingenommen haben. Für die Fachwelt wäre es lehrreich, hierüber Näheres zu erfahren, zumal nach den neuesten Zeitungsnachrichten gerade von diesen Überlegungen aus die Bogenbrücke von der Kölner Bauverwaltung abgelehnt wird. Daß man grundsätzlich äußerlich statisch unbestimmte Bogenbrücken im Flachlande beim Fehlen felsigen Untergrundes nicht abzulehnen braucht, dafür bieten die Bogenbrücken über den Kaiser-Wilhelm-Kanal bei Levensau und Grünthal immerhin schon beachtenswerte Beispiele.

Bau einer elektrischen Hubbrücke über den Hunte-Ems-Kanal innerhalb der Stadt Oldenburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat **Popken**, Vorstand des Wasserstraßenamts Oldenburg i. O.

(Schluß aus Heft 22.)

Auf die hölzernen Pfahlköpfe wurden ohne besondere Verzimmerung Stampfbetonfundamente aufgesetzt und auf diese Fundamente ein Eisenbetonrost gelegt, der einen guten Verband sämtlicher Einzelfundamente

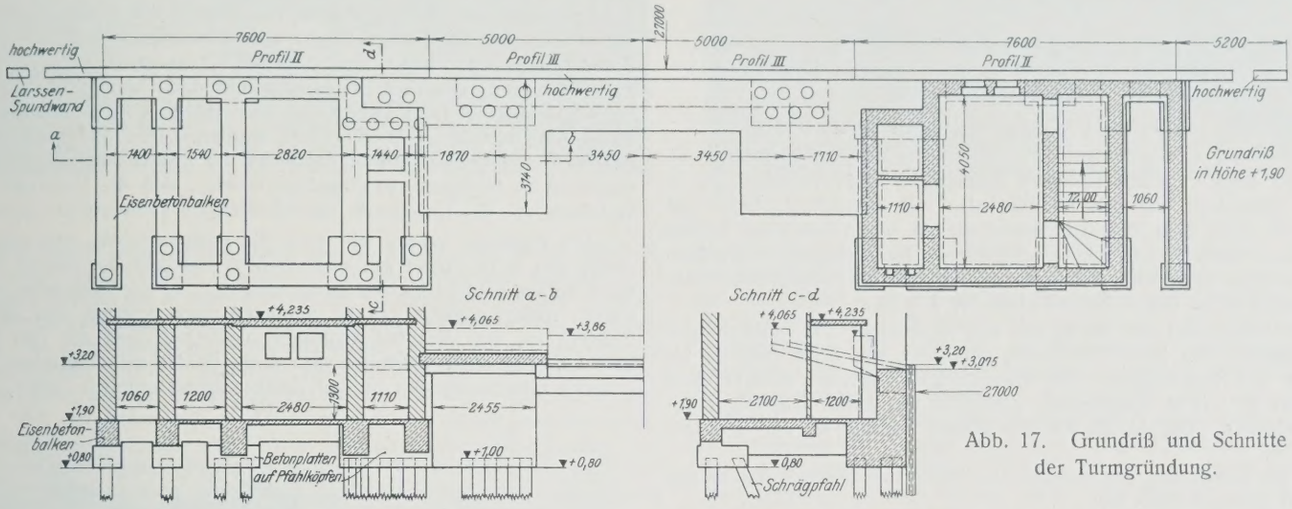


Abb. 17. Grundriß und Schnitte der Turmgründung.

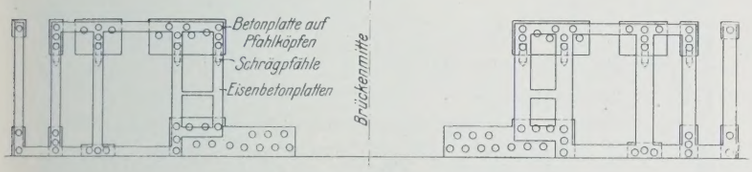


Abb. 18. Rammplan. Kanalstraße.

gewährleistete (Abb. 17 u. 18). Der größeren Sicherheit wegen wurden die beiden Turmfundamente jeder Seite durch kräftige Eisenbetonbalken wiederum miteinander verbunden. In Abb. 19 ist die abschließende Spundwand mit der aufgelegten Kopfplatte deutlich zu erkennen. Unmittelbar neben der Spundwand ist die eingebrachte Eiseneinlage des die Türme verbindenden Balkens zu erkennen. Die auf der schrägliegenden Einschalung eingebrachten Eisen sollen die vorgezogenen Fußsteige der Brücke nach unten zu gegen das Erdreich abschließen. Im Hintergrund ist das später noch näher beschriebene eingeschalte Gegengewicht zu erkennen. Das Kanalprofil ist noch nicht ausgebaggert. Auf diese Fundamente wurden die Kellerplatten betoniert, deren Oberkanten auf + 1,90 N.N. liegen, d. i. die Ordinate des mittleren Hochwassers in der unteren Hunte. Die Kellerentwässerung stößt auf keine Schwierigkeiten, da eine eingebaute Rückstauklappe das Eindringen höherer Wasserstände unterbindet.

Die Türme selbst wurden, wie Abb. 20 u. 21 zeigen, in ansprechender wuchtiger Form aus Bockhorner Klinkern hergestellt, und zwar in erster und zweiter Sortierung, die Fugen wurden durch entsprechenden Zusatz von brauner Farbe braun gehalten. Die Klinker wurden von den „Vereinigten Bockhorner Klinkerwerken“ in Bockhorn bei Varel i. Oldbg. geliefert. Die Decken und auch das Dach wurden aus Eisenbeton hergestellt, wie Abb. 22 zeigt. In der Mitte ist das Dach durchbohrt, damit das Aufstellen von Flaggenmasten auf jedem Dache möglich ist. Der Träger, der die vier Seilrollen und damit die Lasten von Brücke und Gegengewicht trägt, ruht unmittelbar auf dem Mauerwerk aus Klinkern. Ein besonderer Eisenbetonbalken wurde hier nicht für notwendig gehalten, da die Beanspruchung nicht über das zulässige Maß hinausgeht. Damit bei Seilbruch der Rollenträger wegen der angehängten Spindel nicht abkippt, sind bis zum Fundament

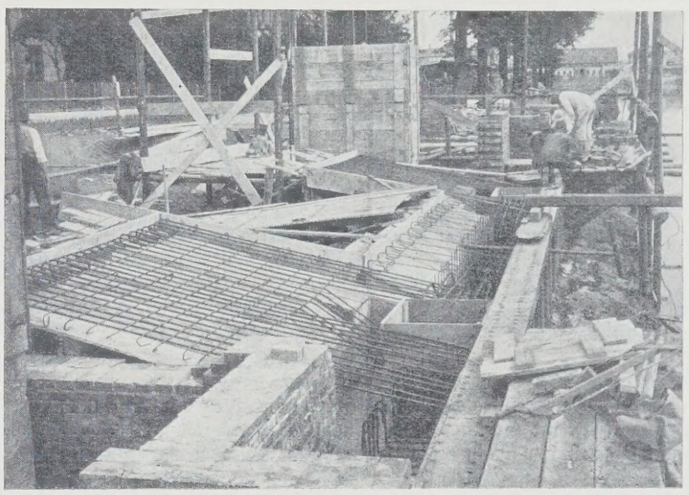


Abb. 19. Fußsteigunterstützung und Gegengewicht (eingeschalt).

hinabgeführte Rundeisenanker zum Halten des Seilrollenträgers eingebaut worden.

Durch den Einbau der Gegengewichte und bei der geforderten Durchführung des Fußgängerverkehrs über die gehobene Brücke ließen sich die noch zur Verfügung stehenden Räume in Geländehöhe für Abortanlagen, für Verkaufsräume und als Unterkunftsraum für den Wärter ausnutzen; die Keller- und Dachgeschoßräume werden als Lagerräume für die Ersatzteile günstig verwertet.

Über die Ausbildung der eigentlichen eisernen Brücke ist im Anschluß an das eingangs Dargelegte folgendes im einzelnen nachzuholen. Die

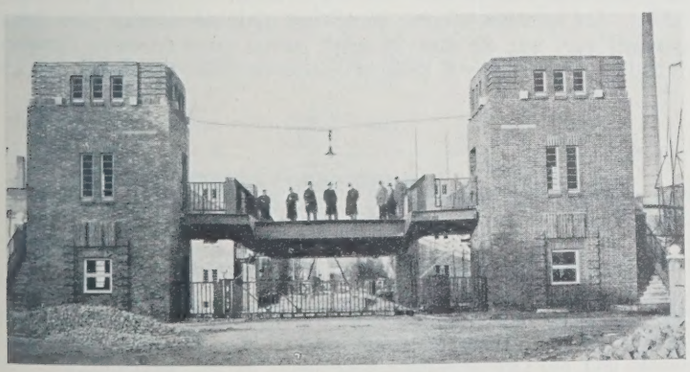


Abb. 20. Gehobene Brücke von der Straße gesehen.

Abb. 21. Gesenkte Brücke von der Straße gesehen.

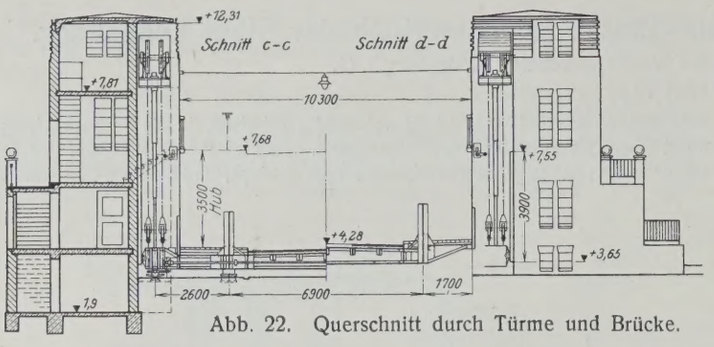


Abb. 22. Querschnitt durch Türme und Brücke.

Hubbrücke liegt in ihrem normalen Zustande, also in Verkehrslage, in gleicher Höhenlage mit den Straßen, also mit Fahrbahnoberkante auf + 4,11 N.N. (Abb. 21 u. 6) und in dem Zustande, wo in dem Kanal höhere Wasserstände eintreten und Schiffe mit größeren Deckladungen die Brückenstelle passieren, um 3,50 m höher, so daß alsdann die Fahrbahnoberkante auf + 7,61 N.N. zu liegen kommt (Abb. 20, 7 u. 5).

Die Fahrbahn hat eine Breite von 5,50 m erhalten, mit beiderseitigen Schrammkanten von je 0,70 m Breite, gerechnet von Schrammkante bis zur Mitte des Hauptträgers. Die beiderseitigen Fußwege sind in einer Breite von je 1,70 m ausgebildet, gerechnet von Mitte Hauptträger bis Mitte Geländer. Die Lichtweite des Kanals beträgt an der Brückenstelle 27 m.

Für die Berechnung des eisernen Überbaues sind folgende Belastungsannahmen gemacht (Abb. 23):

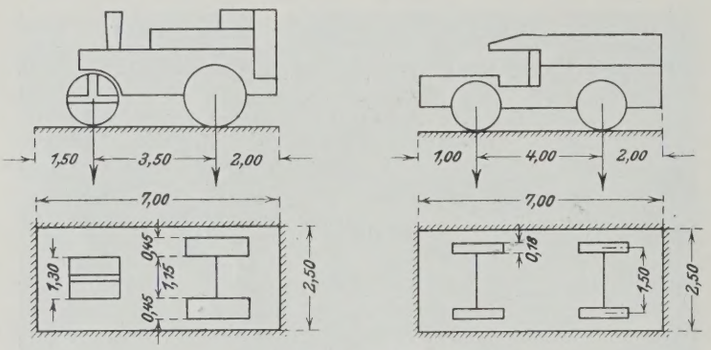


Abb. 23. Lastenzug.

Eine Dampfwalze von 20 t Gesamtgewicht und ein Lastwagen von 9 t Gesamtgewicht (nach nebenstehenden Skizzen), für Menschengedränge auf Fahrbahn und in beiden Fußwegen wurden 500 kg/m² in Ansatz gebracht; um die Stöße der Fahrzeuge zu berücksichtigen, wurden die Achslasten der Dampfwalze und des Lastwagens sowie die Belastung aus Menschengedränge auf der Fahrbahn mit einer Stoßzahl multipliziert, die sich aus der Gleichung ergibt:

$$\varphi = 1{,}00 + \frac{60}{l + 150}.$$

Dieser Wert entspricht den in den Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn (B. E.) angegebenen Größen, wenn die Schienen auf der Brücke in ein Kiesbett verlegt und die Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind. In dem vorliegenden Falle bewegt sich dieser Wert zwischen 1,40 und 1,34, so daß die oben angegebenen Belastungen je nach der Stützweite des betreffenden Trägers um 40 bis 34 % vergrößert sind. Die Belastung aus Winddruck ist nach den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zu 250 kg/m² auf die unbelastete Brücke und zu 150 kg/m² auf die belastete Brücke angenommen, wobei die Höhe der Windangriffsfläche des Verkehrsbandes über Fahrbahnoberfläche zu 2 m angenommen wurde. Für die Brücke in gehobener Lage ist mit einer Schneelast von 25 kg/m² gerechnet worden.

Die haupttragenden Teile der Brücke sind aus hochwertigem Baustahl St 48 ausgeführt, nur für die untergeordneten Teile, wie Fußwege und Geländer, wurde der normale Flußstahl St 37 gewählt. Die Beanspruchungen der Träger bei den auftretenden Belastungen aus Eigengewicht und Verkehrslast einschließlich Stoßzahl und Winddruck wurden entsprechend den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für St 37 zu 1400 kg/cm² gewählt, bei Verwendung des hochwertigen Baustahls ist dieser Wert um 30 % erhöht worden, so daß die zulässigen Beanspruchungen in diesem Falle 1820 bezw. 2080 kg/cm² betragen.

Um das Brückengewicht möglichst klein zu halten, wurde der Fahrbahnbelag, wie nachstehend noch näher beschrieben wird, aus Hanfseilmatten hergestellt, die auf Bohlen aus Jarrahholz genagelt wurden. Unter dem Bohlenbelag ist die Brücke mit einem Blechbelag von 12 mm Stärke abgedeckt, dieser Belag hat Löcher erhalten, um den Holzbelag von unten festschrauben zu können. Der Blechbelag wird wiederum getragen durch Zwischenquerträger in Abständen von 875 mm, die sich auf sieben Längsträger in Abständen von 950 mm stützen. Die Längsträger stützen sich auf die Querträger ab, die einen Abstand von 3,50 m von Mitte zu Mitte erhalten haben. Die Hauptträger haben eine Stützweite von 28 m erhalten und sind als Blechträger ausgeführt, mit einer mittleren Stehblechhöhe von 2 m; verstärkt ist der Blechträger durch Winkel- und Wulsteisen. In der Abb. 4 sind die Blechträger, das Gerippe im Innern und am Ende neben den Türmen der Querträger zu erkennen, an dem die Seile mit Spindel angreifen; seitlich sieht man die Konsolen, die den Fußsteg aufnehmen sollen. Um dem Blechträger und damit der ganzen Brücke ein gefälliges Aussehen zu geben, ist auf größtmögliche Überhöhung zur Mitte hin besonderer Wert gelegt worden. Das Motorengehäuse ist zwischen den Querträgern in der Mitte der Brücke, um Beschädigungen möglichst zu begegnen, so eingebaut worden, daß die Unterkante dieses Gehäuses mit der Unterkante des Blechträgers vollkommen bündig liegt.

Die Fußwege haben, wie auch die Schrammborde, einen hölzernen Belag von 5 cm Stärke aus australischem Hartholz (Jarrahholz) erhalten; diese Bohlen sind in kleinen Zwischenräumen in der Längsachse des Fußsteiges verlegt worden, um zu verhindern, daß Schirme und Stöcke von Fußgängern, wie dies bei Anordnung von Querfugen der Fall ist, zerbrechen. Mit einer Tränkung sind diese Bohlen nicht versehen, da eingehende Untersuchungen in den Tränkanstalten ergeben haben, daß bei

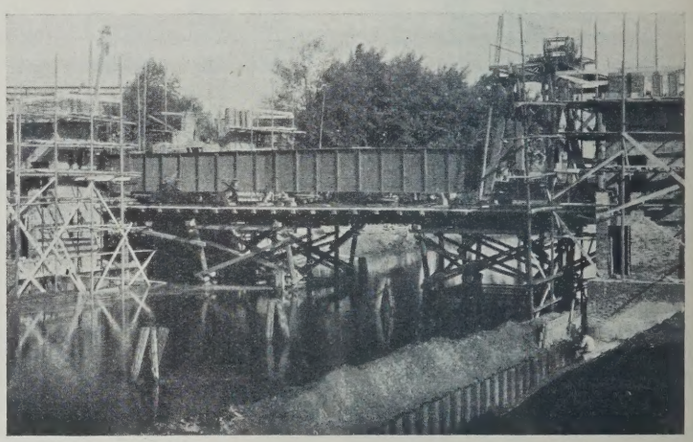


Abb. 24. Aufbau der eisernen Brücke.

dem starken Ölgehalt des Jarrahholzes Tränkstoff nicht mehr aufgenommen wird. Das Holz ist geliefert von der Firma J. A. Sohst, Hamburg 15.

Das Fußweggeländer ist als Stabeisengeländer in ansprechender Form ausgeführt worden. Als Anstrich wurde für die Brücke selbst eine moosgrüne Farbe gewählt und für die Geländer der Fußwege ein gelber Anstrich, so daß diese sich günstig von dem dunklen Hintergrunde der Blechträger abheben. Als Rostschutzfarbe wurde Chromatin der Firma Fraenkel in Leipzig verwendet, und zwar wurde ein doppelter Anstrich zur Kontrolle in verschiedener Abtönung aufgebracht; die Brückenteile wurden im Werke mit einem Bleimennigeanstrich versehen und angeliefert.

Wie oben erwähnt, waren die alten Jochpfähle der hölzernen Klappbrücke nicht beseitigt worden, da sie für die Aufstellarbeiten der Brückenkonstruktion verwendet werden sollten. In Abb. 4 u. 24 ist der Vorgang der Aufstellarbeiten deutlich ersichtlich. Die Arbeitsfläche ist auf eisernen Trägern, die auf hölzernen Jochen ruhen, hergestellt. Ihre Bohlen sind so dicht verlegt, daß ein sicheres und gutes Arbeiten möglich war. Die einzelnen Brückenteile wurden in möglichst großen Stücken von dem Werk auf Bahnwagen angeliefert und mittels Fuhrwerke bis zur Brücke herangefahren. Auf schrägen Ebenen wurden die Teile mit kleinen Wagen hochgezogen und, wie die Abb. 24 zeigt, mittels eines fahrbaren Portalkrans verteilt. Es war darauf Bedacht genommen, daß die Brücke um etwa

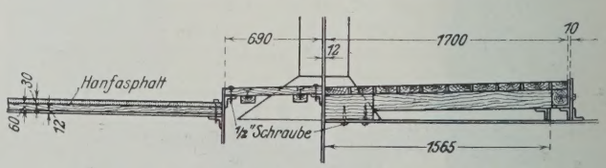


Abb. 25. Querschnitt durch Fahrbahn und Fußsteig.

200 mm höher montiert wurde, als sie später in ihrer Höchstlage hochgehoben wurde. Hierdurch wurde erreicht, daß die Seile bequem angebracht und die Gegengewichte abgehoben werden konnten. Wie weiter aus der Abb. 4 hervorgeht, ging der Aufbau der Türme nebenher, die

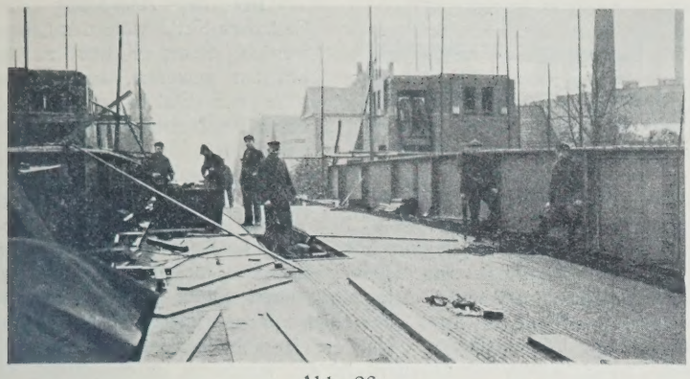


Abb. 26.

Abb. 27.

Arbeiten störten sich jedoch nicht, und so konnte der Blechträger von der Gutehoffnungshütte in kürzester Zeit zusammengebaut werden.

Die Fahrbahn der Brücke (Abb. 25) ist, wie oben erwähnt, mit einem für viele Kreise neuartigen Belag versehen, und zwar mit einer Decke aus Hanfseilen, die sich bereits seit einer Reihe von Jahren auf einigen anderen verkehrsreichen Brücken, besonders des Ruhrbezirks — es wurden früher alte Seilgurte aus Bergwerksbetrieben genommen —, vorzüglich bewährt hat.[3]) Die mit schwedischem Holzteer durch und durch getränkten Seile aus Manilahanf in Stärke von 25 mm sind zu 25 cm breiten Gurten vernäht. Es darf darauf hingewiesen werden, daß Steinkohlenteer nicht verwendet werden darf, da die Decke an Haltbarkeit einbüßt und stockig wird. Diese Gurte wurden nun auf den gespundeten Hartholzbohlen von 9 cm Dicke in der Längsachse der Brücke verlegt und mit 7,5 cm langen geschmiedeten, breitköpfigen Eisennägeln auf den Bohlen befestigt. Bei der großen Härte des Jarrahholzes ist ein Vorbohren für die Nagellöcher unter allen Umständen notwendig, da es sonst nicht möglich ist, diese Nägel vorschriftsmäßig ohne Umknicken einzuschlagen. Nach der dichten Verlegung wurden die Hanfgurte zweimal mit erhitztem mexikanischen Asphalt überstrichen und gleichzeitig mit feinem Quarzkies und grobem Basaltsplitt überstreut. An den beiderseitigen Köpfen der Fahrbahn sind die Seilgurtenden zu ihrem Schutze mit 40 cm breiten Riffelblechen überdeckt, längs den Riffelblechen ist die Nagelung der Hanfgurte sehr eng durchgeführt, damit die Räder der Fuhrwerke beim Abrollen von den Riffelblechen auf einen festen Widerstand stoßen, so daß auf diese Art und Weise Schlaglöcher möglichst vermieden werden. Der in der Mitte der Fahrbahn liegende Motorenraum ist mit fünf eisernen, mit Gußasphalt ausgefüllten Deckeln fest verschlossen.

Die auf diese Weise hergerichtete Abdeckung der Hanfseilgurte ist nach einer noch vorgenommenen Bewalzung sogleich verkehrsfertig.

Wie schon oben bemerkt, haben sich diese Brückenfahrbahndecken einwandfrei bewährt, sie sind wasserdicht und schützen daher die Holzbohlen vor Fäulnis. Ihr Gewicht ist geringer als das vieler anderer Abdeckungen. Ein Hauptvorzug der Seilgurtdecken besteht noch in ihrer Elastizität, so daß die durch den Verkehr mit schweren Lastfuhrwerken entstehenden starken Erschütterungen bezw. Stöße weniger auf die Eisenkonstruktion des Brückenbauwerks übertragen werden; ferner wirkt die Seildecke für den Verkehr über die Fahrbahn stark geräuschdämpfend. Hersteller der Seildecke ist die bekannte Mechanische Hanfspinnerei und Tauwerkfabrik Felten & Guilleaume, Köln a. Rh., die auch die Verlegung und Asphaltierung vorgenommen hat (Abb. 26 u. 27).

Über den Mechanismus der Brücke ist folgendes zu sagen:

a) Hubwerk (Abb. 22, 28 u. 29). Das Brückengewicht ist durch Gegengewichte so ausgeglichen, daß das Gesamtgewicht der Brücke jeweils ein Übergewicht von 2 t gegen die Summe der Gegengewichte hat. Zum Heben und Senken der Brücke unter Einschluß der Reibungskräfte ist infolgedessen nur eine geringe Kraft erforderlich. Das Heben und Senken geschieht durch an den vier Ecken der Brücke an einem besonderen Querträger angeordnete Spindelmuttern, die an vier am Rollenträger aufgehängten Spindeln angreifen. Die Spindelmuttern werden von dem in der Brückenmitte in der oben erwähnten geschlossenen Maschinenkammer unter der Mitte der Fahrbahn untergebrachten Elektromotor über mehrere Stirn- und Kegelrädervorgelege gleichmäßig angetrieben. Das Windwerk und der Antriebmotor sind so stark bemessen, daß die Brücke auch unter Berücksichtigung von Schneelast bewegt werden kann. Die Spindeln sind dabei so ausgebildet, daß sie beim Reißen der Gegengewichtseile die Gesamtbelastung der Brücke, also Eigengewicht plus Fußgängerverkehr plus Schneelast, mit genügender Sicherheit aufnehmen können. Die an jedem Ende der beiden Endquerträger angreifenden Gegengewichtseile haben einen Durchmesser von 56 mm und bestehen aus 366 Drähten mit einer Drahtstärke von 2 mm und einer Bruchfestigkeit von 150 kg/mm².

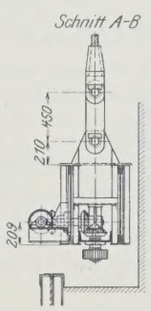


Abb. 29.

Um eine gleichmäßige Belastung der einzelnen Seile zu erreichen, ist das an jedem Ende der Querträger befindliche Seilpaar über eine Ausgleichrolle geführt, die in dem Gegengewicht gelagert ist. Die Gegengewichte sind aus Schrottbeton mit einem spezifischen Gewicht von 4,5 hergestellt. In Abb. 19, 30 u. 31 sind die beiden Tragkonstruktionen der Gegengewichte mit Holzeinschalung zu erkennen. Mittels einer Wage wurden die Schrotteile sorgfältig gewogen und ebenso gut im Innern verpackt, da es schwierig war, das hohe spezifische Gewicht zu erreichen. Auch die beiden Rundeisenanker, die den Rollenträger oben gegen Abkippen verankern, sind gut zu erkennen.

Um in den Gegengewichten noch einen kleinen Ausgleich herstellen zu können, ist oben im Gegengewichtkörper noch eine Aussparung hergestellt, die ein Einbringen und Wiederabnehmen von Schienenstücken gestattet. Der Gegengewichtkörper ist auf einer besonderen Tragkonstruktion gelagert, die in Führungschienen geführt ist, die im Innern der Türme fest verlegt sind. Die Spindeln haben 120 mm äußeren Durchmesser, 100 mm inneren Durchmesser, 40 mm Ganghöhe; sie sind zweigängig und selbstsperrend. Als Material ist S.-M.-Stahl verwendet. Die Muttern bestehen aus harter Phosphorbronze und sind zur Aufnahme der lotrechten Kräfte mit Kugellagern versehen. Die Kraftübertragung zwischen Muttern und Spindelmutter wird durch mehrere Stirnrad- und Kegelrädervorgelege bewirkt. Sämtliche Räder sind aus Stahl bezw. Stahlguß hergestellt und mit geschnittenen Zähnen versehen. Die Wellen mit Umdrehungszahlen unter 200 i. d. Min. laufen in Gußlagern mit Rotgußbüchsen, bei Umdrehungszahlen über 200 i. d. Min. in Ringschmierlagern. Das Motorvorgelege ist in einem vollständig geschlossenen Gußgehäuse eingebaut und läuft in Öl. Zur Bremsung des Nachlaufens ist auf der Motorwelle eine mit Bremsmagnet versehene Backenbremse eingebaut. Motor und Windwerk sind durch eine elastische Lederkupplung miteinander gekuppelt, wodurch unzulässige Stöße vom Windwerk ferngehalten werden. Das gesamte Windwerk hat einen leichten Gang, sein Wirkungsgrad beträgt etwa 0,7.

[3]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 20, S. 266.

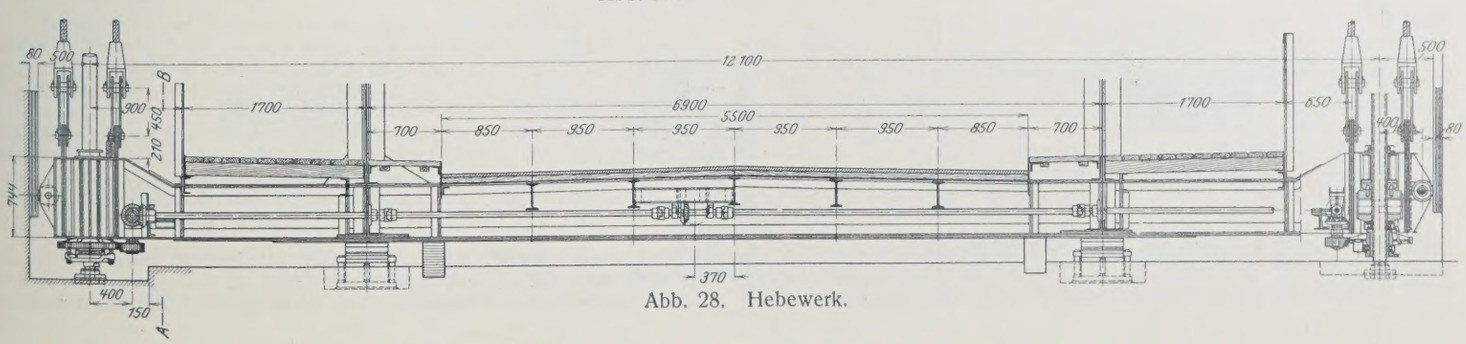


Abb. 28. Hebewerk.

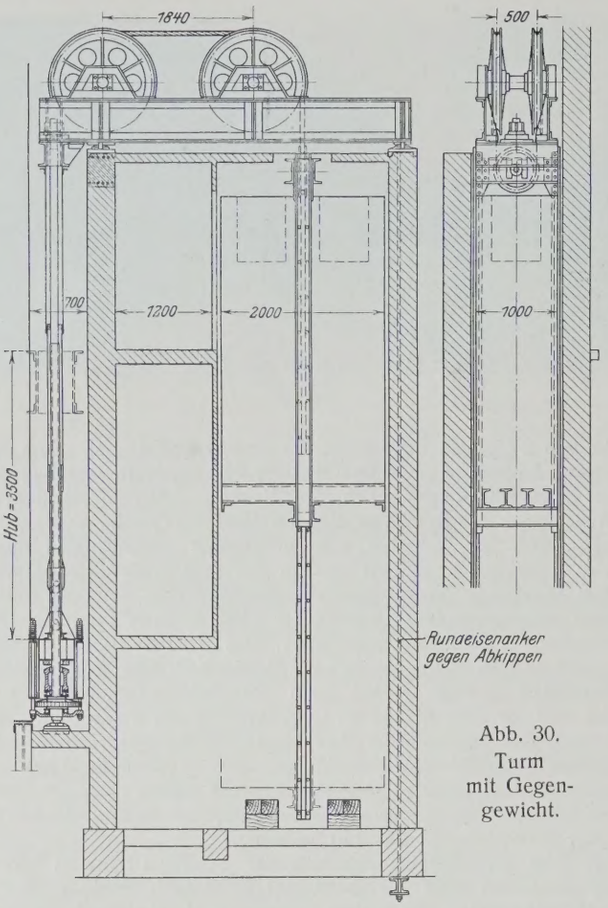


Abb. 30. Turm mit Gegengewicht.

Vor der Ausführung von Seilenaufhängung mit selbstsperrender Spindel war auch die Bewegungsvorrichtung mit Zahnstangen und Gallscher Kette untersucht worden. Der Zahnstangenantrieb hat den Nachteil, daß die Zahnstange fest mit dem Turmmauerwerk verbunden werden muß und daß die kleinsten Abweichungen der Türme aus ihrer lotrechten Lage zu Unzuträglichkeiten führen mußten, da ein Nachstellen schwer möglich ist, es hätte auch eine besondere Fangvorrichtung bei Zahnbruch eingebaut werden müssen, die Abnutzung wäre groß gewesen und die Brückenbewegung geschähe nicht so gleichmäßig, sondern stoßweise.

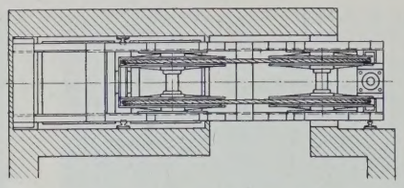


Abb. 31. Aufsicht auf die Seilrollen.

Bei der Anordnung einer Gallschen Kette wäre das Längerwerden dieser Ketten zu befürchten gewesen, auch hierbei wäre der Einbau einer besonderen Fangvorrichtung notwendig geworden.

In gehobener Stellung (Abb. 7 u. 20) wird die Brücke als Verkehrsweg für Personen benutzt, damit in dem belebten Stadtgebiet Stockungen auch für kurze Zeit nicht stattfinden. Die dabei auftretende Verkehrslast wird durch vier Spindeln aufgenommen. In abgesenkter Stellung ruht die Brücke auf der einen Seite auf zwei festen und auf der anderen Seite auf zwei beweglichen Verkehrslagern. Um die Verkehrslast von den Spindeln bezw. Spindellagern fernzuhalten, ist das Windwerk so eingestellt, daß die Spindelmuttern mit ihren Brückenauflagern, nachdem die Brücke sich auf die Verkehrslager aufgesetzt hat, noch 20 mm nachlaufen. Wagerechte Kräfte durch Winddruck, Bremskräfte in der Fahrtrichtung werden von der Brücke durch Rollen auf die Brückenführungsschienen, die seitlich an den Turmnischen verlegt sind, übertragen. Gegen Sandflug sind die vier am Rollenträger aufgehängten Spindeln durch teleskopartig ineinanderschiebbare Mannesmannrohre von verschiedenen Durchmessern geschützt, um zu verhindern, daß sich an den geschmierten Spindeln schädliche Sandkrusten bilden; der lange Ansatz oberhalb der Spindeln bot hierzu eine erwünschte Gelegenheit. Geführt werden die Rohre durch eingebaute Messingringe.

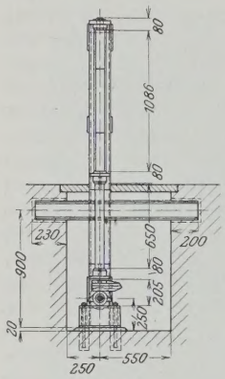


Abb. 34. Schrankenbock. Schnitt *c—c*.

Zum Antrieb der Brücke steht Drehstrom von 380 V mit 50 Perioden zur Verfügung. Der Antriebmotor ist ein geschlossener Drehstrommotor von 16,5 PS bei 945 Umdrehungen i. d. Min. Er ist so stark bemessen, daß der Hub der Brücke von 3,50 m unter den ungünstigsten Witterungsverhältnissen in $1^1/_2$ Minuten stattfinden kann. Beim Versagen des elektrischen Antriebes kann die Brücke auch von Hand mittels eines zweiarmigen Tummelbaumes durch vier Mann bewegt werden; die Zeitdauer eines Hubes beträgt alsdann 20 Minuten.

b) Schranken für Fahrbahn und Fußwege (Abb. 32, 33 u. 34). Bei gehobener Brücke (Abb. 20) ist die Zufahrt zu Fahrbahn und Fußwegen auf den beiden Seiten der Brückenwiderlager durch Drehschranken gesperrt. Das Bewegen der Fahrbahn- und Fußwegschranken ge-

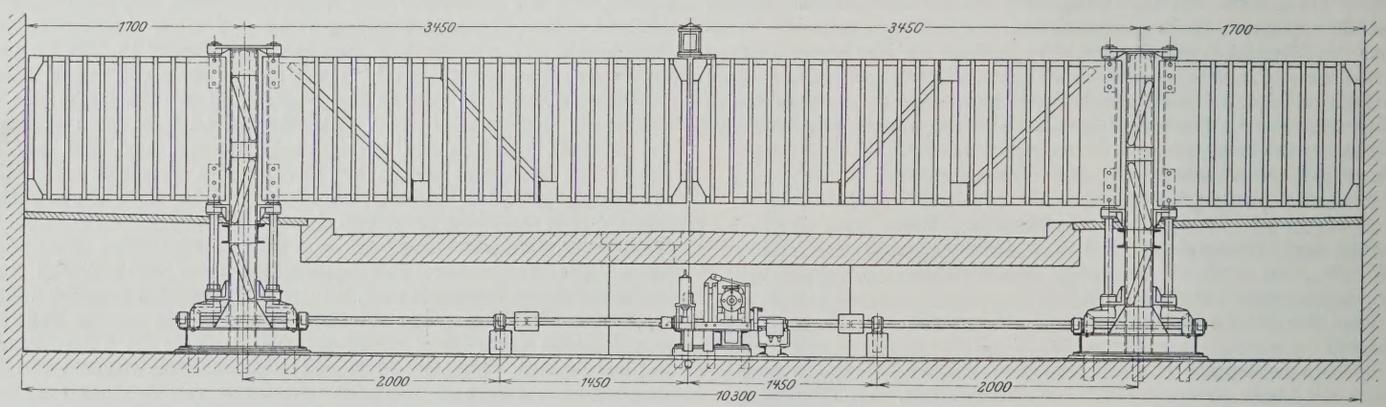


Abb. 32. Drehschranken vor Fahrstraße und Fußsteig.

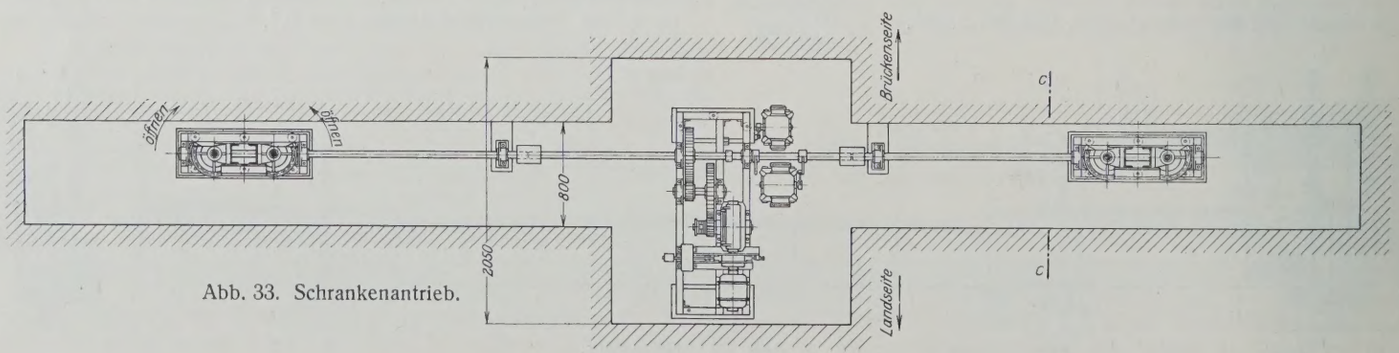


Abb. 33. Schrankenantrieb.

schieht auf jedem Widerlager durch einen gemeinsamen, Antrieb und zwar derart, daß ein geschlossener Drehstrommotor von 1,2 PS mit Schnecken-, Stirn- und Kegelrädervorgelegen die Zahnsegmente, die sich am Drehbaum der Schranken befinden, treibt und die Schranken jeweils um 90° dreht. Der Antrieb ist in einer Grube unterhalb der Fahrbahn bezw. der Fußwege untergebracht und durch abnehmbare Deckel zugänglich. Um Wagen, Fußgänger usw. bis nahe an die geschlossenen Schranken heranlassen zu können, ist das Öffnen der Schranken in der Richtung des Verkehrs vorgesehen, die Schranken legen sich also beim Öffnen neben die Hauptträger der Brücke. Die Zeit zum Öffnen der Schranken beträgt 15 Sekunden; die Bewegung kann auf beiden Widerlagern zugleich oder auch auf jedem Widerlager einzeln eingeleitet werden. Beim Versagen des elektrischen Stromes können die Schranken auch von Hand bewegt werden. Durch elektrische Signalwecker wird das Bewegen der Schranken bekanntgegeben.

c) Schranken für den Abschluß der Fußwegzugänge in den Türmen (Abb. 20 u. 8). Bei gesenkter Brücke (Abb. 21) sind die Fußwegzugänge in den Türmen auf + 7,735 N.N. durch Drehschranken verschlossen, und zwar geschieht das Schließen und Verriegeln der Schranken durch die Brückenbewegung. Wird die Brücke gehoben, so werden durch die Bewegung der Brücke etwa 150 mm vor der Endstellung die Schranken entriegelt und um 90° gedreht, so daß nunmehr die Fußwegzugänge frei und die Podeste der Fußwege geschlossen sind. Um den Fußgängern, die die gehobene Brücke überschreiten wollen, anzuzeigen, daß der Wärter die Brücke zu senken beabsichtigt, ist eine Klingelanlage in dem Turmdurchgang eingebaut worden, und zwar besteht diese aus Lichtsignal und Verblockung, und zwar derart, daß beim Einschalten der Klingelanlage in den vier Durchgängen der Türme ein Lichtsignal aufleuchtet mit der Aufschrift „Halt" und ein Senken der Brücke erst nach dem Einschalten der Signalanlagen möglich ist. Die Anlage besteht aus vier Lichtkasten, die den Zuganzeigern auf Bahnhöfen nachgebildet sind. Die Feldgröße beträgt etwa 400/200 mm, auf dem Mattglas leuchtet die Aufschrift „Halt" auf. Der Blockschalter ist in der Senkleitung des Hubmotors eingebaut.

d) Schiffahrtsignal. Für die Schiffahrt ist im ersten Viertel der Brücke in Fahrtrichtung rechts unter dem Fußweg auf beiden Seiten ein Schild mit der Aufschrift „Achtung" und ein Pfeil nach rechts zeigend angebracht (Abb. 8). Bei Dunkelheit leuchten im Schild eingebaute elektrische Lampen, und zwar in der geschlossenen Lage und auch während der Hubbewegung eine rote Lampe, in der Endstellung in der gehobenen Lage der Brücke eine grüne und in beiden Stellungen auch während der Bewegung eine weiße Lampe zur Beleuchtung der an der Spundwand angebrachten Zahlen für die Anzeigung des Wasserstandes. Die Schiffer sollen hieran erkennen, ob sie bei dem jeweiligen Wasserstande (Ebbe und Flut) nach der Deckladung ein Signal zum Heben der Brücke zu geben haben oder nicht.

e) Elektrische Einrichtung, Bedienung und Beleuchtung. Wie schon anfangs erwähnt, steht zum Bewegen der Brücke und der Schranken Drehstrom von 380 V mit 50 Perioden, dagegen für die Beleuchtungsanlage Drehstrom von 220 V zur Verfügung.

Zur elektrischen Ausrüstung gehören außer den Motoren die Kontroller, Widerstände, Bremsmagnete, Schützen, Endausschalter, Schaltkasten mit Stromzeiger, Verbindungsleiter usw. Die Endschalter haben den Zweck, beim Heben und Senken der Brücke bezw. beim Bewegen der Schranken die Motoren in den Endstellungen selbsttätig auszuschalten. Durch die Schütze wird eine elektrische Blockierung zwischen dem Hubwerk und den Schrankendrehwerken erreicht, und zwar derart, daß ein Heben der Brücke erst bei beiden vollständig geschlossenen Schranken möglich ist, dagegen ein Öffnen der Schranken bei gehobener Brücke nicht möglich ist.

Die Bedienung der Brücke geschieht von der Fahrbahn bezw. vom Schrammbord aus, und zwar sind am Hauptträger in einem verschließbaren Blechkasten die erforderlichen Apparate untergebracht. Der Wärter ist für die Bedienung der Brücke nur allein da, es ist ihm möglich, von diesem Platze aus die Schranken in gesenkter wie gehobener Stellung gut zu übersehen. In den Betriebspausen findet der Wärter Unterkunft in einem Raume eines Turmes. In diesem Raume befindet sich der Hauptschalter für den Kraftanschluß und die Verteilungsschalttafel für die Lichtanlage. Das Ein- und Ausschalten der Signallampen für die Schiffahrt und Warnungslampen für die Schranken geschieht nach einmaligem Einschalten im Wärterraum selbsttätig.

Die Abb. 7 zeigt noch ein Bild der in die Höchststellung gehobenen Brücke; sie ist in dieser Stellung frei für den Fußgängerverkehr.

Der Wärter hat Anweisung, die Brücke jedesmal in die Höchststellung zu heben; bei geringem Fußgängerverkehr kann er jedoch auch von einer Zwischenstellung, also ohne daß die oberen Turmschranken durch die Brückenbewegung geöffnet werden, die Brücke wieder abfahren.

Die Ausschreibung der Brücke fand statt am 2. November 1925, der Entwurf fand seine Genehmigung durch das Reichsverkehrsministerium am 14. Dezember 1925. Wegen der winterlichen Unterbrechung und der ungünstigen Witterung konnte mit dem Bau der Notbrücke für den Fußgängerverkehr erst am 22. März 1926 begonnen werden. Am 19. April 1926 wurde die alte Klappbrücke für den öffentlichen Verkehr gesperrt, und die Tiefbaufirma Möller in Wilhelmshaven begann sofort mit dem Abbruch der Brücke. Mit dem Rammen der Spundwände als Abschluß für die Baugrube nach der Wasserseite zu wurde am 7. Mai, mit dem Rammen der hölzernen Pfähle am 20. Mai 1926 begonnen. Die Maurerarbeiten an den Türmen begannen am 6. Juli, und die Türme waren im Rohbau am 28. September 1926 fertiggestellt. Nebenher liefen nach dem Bauprogramm die Werkstattarbeiten bei der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, die Bauteile, die im Laufe der Aufmauerung gebraucht wurden, waren pünktlich zur Stelle, so daß das Zusammenarbeiten der verschiedenen Firmen außerordentlich gut vonstatten ging. Auch die Gutehoffnungshütte in Oberhausen hatte die Werkstattarbeiten planmäßig beendet und konnte am 11. September mit den Aufstellungsarbeiten des Blechträgers beginnen. Diese Arbeiten wurden in kürzester Zeit beendet. Am 20. November 1926 war die Brücke fahrbar. Die Arbeiten der beteiligten Firmen wurden so gut zu Ende geführt, daß irgendwelche Nacharbeiten bei der vorläufigen Inbetriebnahme nicht mehr notwendig wurden. Für das gute Zusammenarbeiten sei den in dem Bericht erwähnten verschiedenen Firmen auch an dieser Stelle noch der besondere Dank der Bauverwaltung ausgesprochen.

Damit die Bewegungsvorrichtungen der Brücke sich zunächst einlaufen konnten, wurde die Brücke etwa 3 Wochen lang zunächst langsam bewegt, und zwar waren 3 bis 4 Minuten zum Heben und Senken erforderlich. Damit der Wärter mit allen Einrichtungen der Brücke vertraut wurde, wurde er der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg als Kolonnenarbeiter zugeteilt; er ist nur allein für die Bedienung da. Am 22. Dezember 1926 war der Wärter so weit eingearbeitet, daß die Brücke an diesem Tage dem Betriebe übergeben werden konnte.

Es hat sich herausgestellt, daß die Hubbrücke einwandfrei arbeitet und die elektrisch betriebenen Schranken für die Fahrzeuge und Fußgänger keine Gefahr bedeuten; auch der Aufenthalt von säumigen Fußgängern auf den Fußsteigen der Brücke hat während der Abfahrt nicht zu Unzuträglichkeiten geführt.

Die Gesamtkosten der fertigen Brücke betragen etwa 250 000 R.-M.

Eine zweite Brücke in ähnlicher Ausführung, jedoch mit einer Spannweite von etwa 42 m befindet sich zurzeit in Bau. Diese ist die bereits obenerwähnte sogenannte Cäcilienbrücke bei km 0,825; diese Brücke liegt schräg zur Kanalachse und konnte in kleinerer Spannweite nicht hergestellt werden. Wegen der großen Lasten mit ihren großen Ausmaßen bedarf diese Brücke einer ganz besonders guten Gründung; auch mußte das Mauerwerk, wenn es auch aus Klinkern hergestellt war, durch besondere Einbauten verstärkt werden, damit die Lasten sicher auf den Untergrund übertragen würden. Es steht zu erwarten, daß im Laufe des Sommers 1927 auch dieses große Bauwerk fertiggestellt ist. Ich werde alsdann an dieser Stelle zu gegebener Zeit auch über die Erfahrungen beim Bau und über ihre Einrichtung berichten.

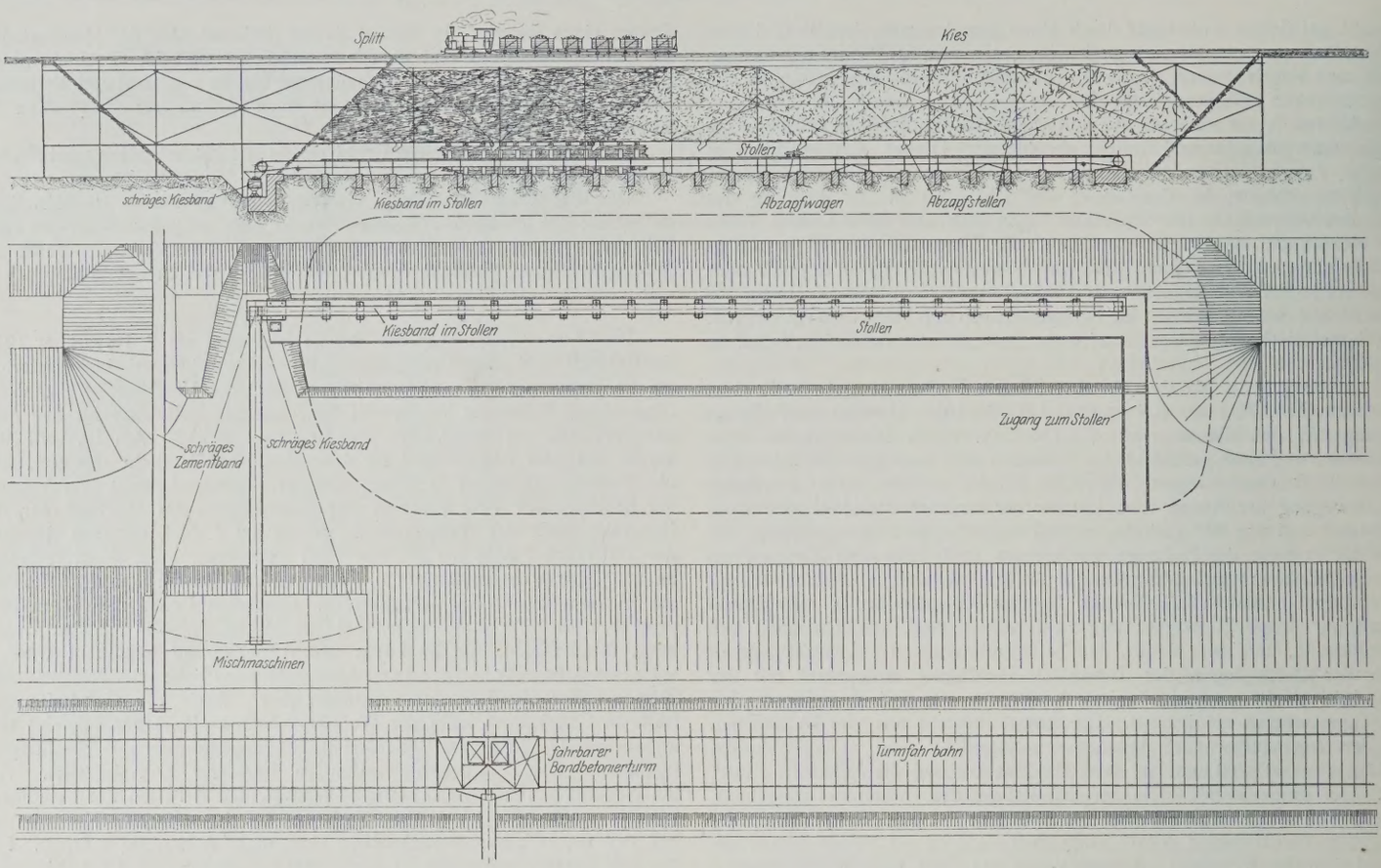
Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 5. Juni erschienene Heft 11 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Willy Obrist: Dachkonstruktionen. — Dipl.-Ing. Franz R. Habicht: Der Wettbewerb für eine Saalebrücke in Hof. — Baurat Dr. Josef Krebitz: Die günstigste Form statisch unbestimmter Bogen. — Ing. H. König: „Winklersche Zahlen" für Streckenlasten p kg/m von Trägern auf 5 Stützen bei gleichen Feldweiten „l". — Bauingenieur Klagas: Exakte Bestimmung der Feld- und Stützmomente beim Balken auf n-Stützen bei gleichen Stützweiten und beliebiger Belastung.

Technische Hochschule Hannover. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Direktor der Brückenbauanstalt der Fried. Krupp A.-G. in Rheinhausen Oswald Erlinghagen in Anerkennung seiner Verdienste um die wissenschaftliche und praktische Förderung des Eisenbaues sowie in Würdigung der von ihm geschaffenen und entworfenen hervorragenden Brückenbauten.

Wir freuen uns über die Würdigung der Verdienste Erlinghagens und sprechen dem verdienten und allseitig anerkannten Fachmann unsere herzlichen Glückwünsche aus. Wir gehen wohl nicht fehl, wenn wir annehmen, daß die Technische Hochschule mit der Ehrung Erlinghagens auch Verwahrung gegen das Verfahren der Stadt Köln im Köln-Mülheimer Brückenstreit, das dem Ansehen der Technik so sehr geschadet hat, einlegen wollte.

30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. In der „Bautechnik" 1927, Heft 16, S. 243, ist als Abb. 7 (Vortrag Beuteführ: Bandförderanlage beim Bau der Doppelschleuse Mannheim. Kies-



förderung) versehentlich eine Aufnahme gebracht, die nicht die genannte Kiesförderung, sondern eine ältere Anwendung der Bandförderung im Auslande zeigt. Wir bringen in der Abb. eine schematische Darstellung des genannten Fördervorganges, die uns von der Dyckerhoff & Widmann A.-G. freundlichst überlassen wurde.

Auf der gleichen Seite, rechte Spalte, zu Beginn des ersten Absatzes, muß es anstatt „auch" heißen: „nur", was übrigens aus dem Zusammenhange ohne weiteres hervorgeht.

Die erste Siliziumstahl-Brücke der Deutschen Reichsbahn wurde am 2. April d. J. in Betrieb genommen. Es handelt sich um den nördlichen Überbau der Eisenbahnbrücke über die Drage in km 184,76 der Strecke Berlin-Schneidemühl in der Nähe des Bahnhofs Kreuz. Die Brücke hat eine Stützweite von 38 m. Sie ist als Trapezfachwerkträger mit untenliegender Fahrbahn ausgebildet. Der für die Brücke verwendete Silizium-Baustahl wurde im Siemens-Martin-Ofen des Lauchhammerwerkes Riesa der Mitteldeutschen Stahlwerke A.-G. hergestellt. Die Eisenkonstruktion wurde von dem gleichen Werke nach dem von der Reichsbahndirektion Osten in Frankfurt a. d. Oder aufgestellten Entwurfe geliefert. Ein näherer Bericht über diese Ausführung folgt. K.

Fr. Baltzer 70 Jahre alt. Am 29. Mai feierte Geheimer Oberbaurat Prof. Franz Baltzer in körperlicher und geistiger Frische seinen siebzigsten Geburtstag. Gebürtig aus Dresden, trat er 1880 nach Ablegung der ersten Staatsprüfung im Baufach in den preußischen Staatseisenbahndienst und betätigte sich zunächst beim Bau der Berliner Stadtbahn. Zum Regierungsbaumeister ernannt, nahm er an den Arbeiten beim Umbau der Kölner Bahnanlagen teil und wurde dann als technischer Hilfsarbeiter in das preußische Ministerium der öffentlichen Arbeiten berufen. Auf Grund des Schinkelpreises führte ihn 1884 eine Studienreise nach England und Schottland, als Träger des Staatspreises bei der zweiten Staatsprüfung 1885 nach den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Die Ausbildung der Eisenbahnen, namentlich hinsichtlich ihrer Kunstbauten, war der Gegenstand dieser Studienreisen. 1892 wurde Baltzer für die Übungen im Brückenbau Assistent an der Technischen Hochschule Berlin bei Geheimrat Prof. Müller-Breslau.

Von 1898 ab hat er dann fünf Jahre lang, einem Ansuchen der japanischen Regierung zufolge, die deutsche Eisenbahntechnik in dem japanischen Verkehrsministerium in Tokio in einer technischen Ratgeberstelle vertreten. In Zusammenarbeit mit dem Architekten Prof. Dr. Ito (Chuta) nahm er regen Anteil an der Erbauung der Stadtbahn von Tokio.

Nach Berlin zurückgekehrt, erhielt Baltzer im April 1903 eine Stelle als Betriebsdezernent bei der preußischen Eisenbahndirektion Stettin. Im Dezember 1906 wurde er als technischer Referent für das Eisenbahnwesen in das Reichs-Kolonialamt in Berlin berufen. Am 1. April 1907 zum Geheimen Baurat und Vortragenden Rat befördert, begleitete er den Kolonial-Staatssekretär Dernburg 1907 als technischer Sachverständiger nach Ostafrika, Daressalam, Tabora und über die Uganda-Eisenbahn. Im Mai 1910 zum Geheimen Oberbaurat ernannt, bearbeitete Baltzer weiter insbesondere die afrikanischen Kolonialbahnen. März bis Juli desselben Jahres führte ihn eine Studienreise nach Kamerun, Togo und Britisch Nigerien.

Seit Februar 1920 ist Baltzer ordentlicher Honorar-Professor an der Technischen Hochschule zu Berlin, Ingenieur-Abteilung, mit Lehrauftrag für Klein- und Kolonialbahnen. Nachdem er im Juli 1923 zum ordentlichen Mitgliede der preußischen Akademie des Bauwesens ernannt war, trat er am 1. Dezember 1923 in den Ruhestand.

Von den zahlreichen Veröffentlichungen des Jubilars finden sich auch einige in der „Bautechnik".[1])

Geheimrat Contag 75 Jahre alt. Der Geheime Baurat M. Contag, einer unserer bekanntesten Wasserbauer, beging am 4. Juni in körperlicher und geistiger Rüstigkeit seinen 75. Geburtstag. Das von ihm zusammen mit Regierungsbaumeister Havestadt im Jahre 1882 gegründete Ingenieurbureau übernahm als wichtigste Arbeit die Bauleitung des Havel und Spree verbindenden Teltowkanals. Bis 1918 führte Contag das Unternehmen, nachdem sein Mitarbeiter Geheimrat Havestadt schon 1908 gestorben war. Contag ist Mitglied der preußischen Akademie des Bauwesens und genießt in der Fachwelt einen großen Ruf als Gutachter. Im Zentralverein für deutsche Binnenschiffahrt war er lange Zeit Mitglied des Verwaltungsrates.

Wir wünschen unserem geschätzten und bewährten Mitarbeiter noch eine Reihe von Jahren fleißigen Wirkens und Schaffens.

Befestigungsmittel für Gleisschienen auf Beton und Mauerwerk der Lösch- und Arbeitsgruben im Eisenbahnbetriebe müssen folgenden Anforderungen genügen:

1. Sie müssen den Belastungen durch die schwersten Lokomotiven standhalten;
2. Verkehrslast und Eigengewicht müssen sich auf eine möglichst große Fläche verteilen;
3. die in den Schienen auftretenden und der Haltbarkeit der Befestigungsschrauben nachteiligen Kippmomente sowie die auf das Mauerwerk oder den Betonkörper zerstörend einwirkenden senkrechten Lasten müssen abgeschwächt und unschädlich gemacht werden;
4. Spurweite und Höhenlage der Schienen dürfen sich nicht verändern;
5. Schienen und Kleineisenzeug müssen ohne großen Zeitaufwand und ohne den Betrieb merklich zu stören ausgewechselt werden können. Die Befestigungsmittel müssen daher leicht zugänglich sein;
6. das Auswechseln von leichtem Oberbau gegen schweren muß, ohne den Unterbau zu ändern, möglich sein.

Die Absicht, ein Befestigungsmittel für Gleisschienen auf Lösch- und Arbeitsgruben zu bauen, das diesen Anforderungen entspricht, führte zu einer Reihe von Versuchen. Eine diesen Versuchen entsprungene Neuerung ist der von Regierungsbaumeister Hahmann in Hannover angegebene Universal-Schienenstuhl D.R.P. (Abb. 1 bis 3). Er besteht aus

[1]) Vergl. 1923, Heft 1, S. 2; Heft 14, S. 140; 1925, Heft 11, S. 122.

einem gegen chemische Einwirkungen widerstandsfähigen Gußkörper und wird in das Mauerwerk oder den Betonkörper einbetoniert. Oben besitzt der Schienenstuhl eine schwach gewölbte Grundplatte *a* zum Aufnehmen des Schienenfußes. Die Platte ist durch eine gewölbeartig ausgebildete Mittelrippe *l* verstärkt und wird von den quer zu den Schienen verlaufenden beiden senkrechten Hauptwänden *b* und den sich rechtwinklig anschließenden beiden Nebenwänden *c* getragen. Kammer *d* dient zum Aufnehmen der Hakenschraube *f* mit Klemmplatte *g*. Damit beim Vergießen des Schienenstuhles mit Zementmörtel die Luft aus dem Innenraum *k* entweichen kann, sind die beiden Hauptwände bei *i* gefenstert.

Die Bauart mit Längs- und Querrippen macht es möglich, bei verhältnismäßig geringem Gewicht eine gute Standfestigkeit des Schienenstuhles zu erzielen. Dabei sind die Achsen der Befestigungsmittel in die Mitte des Stuhles so verlegt, daß bei Belastung der sich wellenförmig durchbiegenden Schienen die Last nahezu senkrecht auf den Stuhl wirkt, ein Umstand, der

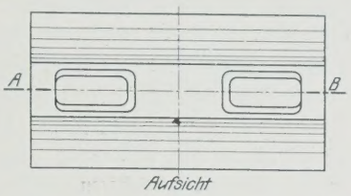


Abb. 1.

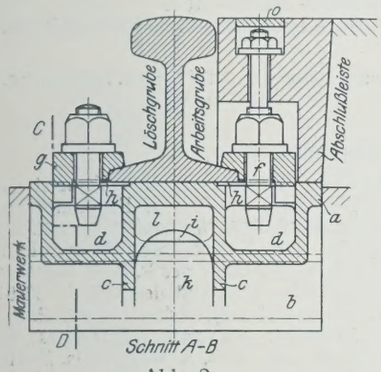


Abb. 2.

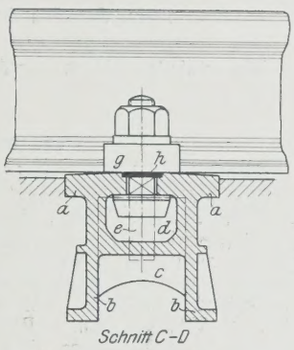


Abb. 3.

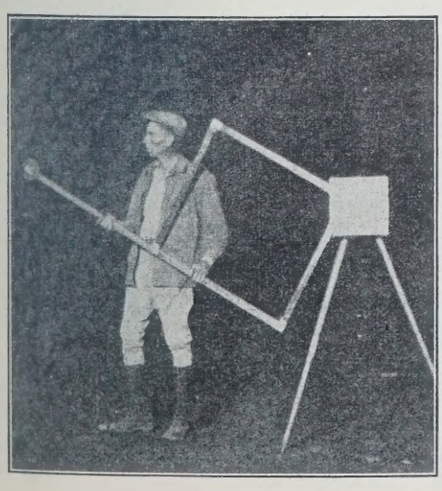
zur Schonung der Befestigungsmittel und damit zur Verbilligung der Unterhaltungsarbeiten wesentlich beiträgt. Auch wird hierdurch einem Lockern des Schienenstuhles im Mauerwerk infolge von Zug- und Druckspannungen wirksam vorgebeugt.

Damit die Befestigungsschrauben gangbar bleiben, nicht verschmutzen und leicht zugänglich sind, werden die Kammern *d* für die Schrauben durch Platten *h* und *o* aus Klingerit oder Peroit abgedeckt, die ein Loch für den Schaft der Hakenschrauben sowie einen Ausschnitt für den Ansatz der Klemmplatten haben. Sie machen es möglich, das Kleineisenzeug für die Schienenbefestigung jederzeit bei Bedarf schnell auszuwechseln, ohne daß der Betrieb durch diese Arbeiten unterbrochen oder gestört wird.

Ungenauigkeiten der Grubenwände dürfen sich nicht auf das Gleis übertragen. Daher empfiehlt es sich, für die Schienenstühle Aussparungen zu belassen und sie erst dann zu vergießen, wenn das Gleis genau nach Richtung und Höhenlage verlegt ist.

Der Universal-Schienenstuhl kann außer zu den genannten Zwecken überall dort verwendet werden, wo Schienengleise auf Beton oder Mauerwerk verlegt werden müssen. Ing. K. Becker, techn. Reichsbahninspektor.

Das Auftragen von Tunnelquerschnitten mittels des Pantographen (Storchschnabels) wurde nach einer Mitteilung in Eng. News-Rec. vom 14. April 1927 beim Bau eines kurzen Tunnels für das Bull-Run-Wasserkraftwerk versucht. Es wurde dazu von D. W. Proebstel, dem Leiter der Versuchsabteilung der Portland Electric Power Co. in Portland (Oregon), ein großer Pantograph hergestellt, der um 360° drehbar war und ein genaues, maßstäbliches Auftragen ermöglichte (s. Abb.).



Das Instrument dient zum Messen der lichten Tunnelquerschnitte und zur Ermittlung der Ausbruch- und Abraummassen in den einzelnen Abschnitten. Es ruht auf einem Dreifuß mit Vorrichtungen zum genauen Einstellen, ein am äußeren Ende des freien Armes befestigtes kleines, mit Kautschuk bezogenes Rad rollt längs des Tunnelumfanges und überträgt dadurch eine genaue Darstellung des Profils auf die Zeichenplatte. Ki.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Der Einfluß der Wasserstände auf die Höhenlage der Talwegschwellen in geschiebeführenden Wasserläufen. Die Ausführungen des Baurates Schneider in der „Bautechnik" 1926, Heft 50, die unter der vorstehenden Überschrift eine Reihe von Vorgängen in den beweglichen Flußbetten umfassen, stützen sich im wesentlichen auf die Anschauung, daß mit der Zunahme der Wasserführung die Kolke tiefer auslaufen und die Kiesbänke sowie hauptsächlich die Talwegschwellen höher ansteigen. Dieser Anschauung widerspricht der Zustand der Bettsohle in der nächst unterhalb der österreichisch-bayerischen Grenze bei Windshausen beginnenden, 6 km langen, übermäßig eingeschnürten und fast gerade verlaufenden Innstrecke, in der Kolke, Kiesbänke und Schwellen nicht bestehen, so daß nach den Tiefenmessungen wohl nur riffelförmige Bildungen anzunehmen sind. Die nassen Flußquerschnitte sind kastenförmig. Dazu sei noch bemerkt, daß das von der Grundrißform des Wasserlaufes abhängige Verhalten des Stromstriches eine wesentliche Rolle hinsichtlich der Höhenlage der Talwegschwellen spielt. So betrug für die Rheinstrecke Straßburg-Lauterburg nach der Darstellung der höchstgelegenen Talwegschwellen in Abb. 3 auf S. 734 der „Bautechnik" 1926 der Höhenunterschied zwischen dem Hochstande im Sommer und dem Tiefstande im Winter: im Jahre 1907 — also vor der Strombett-Regulierung bei pendelndem Stromstrich — rd. 1 m, dagegen 1925 nach der Regulierung bei beharrender, nur von den Schwankungen des Wasserstandes beeinflußter Lage des Stromstriches noch 30 cm. Auch hinsichtlich der Tiefenlage der Kolke übt der Stromstrich seinen, die Ausbildung und Umbildung der Bettsohle beherrschenden Einfluß aus, so daß der Zusammenhang zwischen Kolk und Schwelle im Sinne Schneiders wohl nicht besteht.

Bedenklicher noch als die Angaben über den Einfluß der Wasserstände auf die Form der Bettsohle sind die Ausführungen, die die Bauweise zur Regulierung eines Flußbettes berühren. Schneider weist auf die Erfahrung hin, nach der steile Uferböschungen die Ausbildung eines Flußbettes ungünstig beeinflussen. Trotzdem empfiehlt er die im Oberrhein abwärts Straßburg angewandte Bauweise auch zur Regulierung der Rheinstrecke Straßburg-Basel. Nach dieser Bauweise wurde der Talweg außerhalb der Übergänge zwischen Straßburg und Sondernheim durch weit und hoch in das Strombett hineinragende, dem Stromangriff stark ausgesetzte Buhnen an das bestehende, zweimalig geböschte, sonach für Regulierungszwecke steile Ufer hingedrängt und die dadurch hervorgerufene übermäßige Erosions-Wirkung durch Grundschwellen abgebremst.[1]) Mit einer solchen, schroff wirkenden Bauweise läßt sich das größtmögliche Maß an Schiffbarkeit in dem zu verbessernden Talwege nicht gewinnen und also auch nicht die Aufgabe einer Regulierung voll erfüllen.

Sodann bespricht Schneider die in Abb. 1 auf S. 733 dargestellte Oberrheinstrecke, die seiner Meinung nach „allen Regeln der Hydraulik zu widersprechen scheint". Dagegen läßt diese Rheinstrecke erkennen, daß ihre Grundrißform der Natur des Stromes nicht entspricht, wie dies bei jedem mit zahlreichen Durchstichen gekürzten und für die Ableitung des Niederwassers übermäßig breiten Flußbette der Fall ist. Ein solcher Fluß, dessen gestreckte Ufer dem Stromstriche keine beharrende Leitung zu geben vermögen, zeigt das, was Schneider beanstandet: Kolke an konvexen und Kiesbänke an konkaven Uferstellen. Um diese „regelwidrige Sohlenkonfiguration" zu beheben, ist die Grundrißform der Niederwasserrinne den Flußverhältnissen anzupassen und der Talweg durch flach abfallende Uferbauten möglichst leistungsfähig herzurichten — eine Forderung, die sich durch ein versuchsweises Vorgehen am besten erfüllen läßt. Bei der Regulierung der Rheinstrecke Straßburg-Sondernheim wurde dies versäumt, obgleich immer wieder auf die günstige Wirkung der gegen den Stromanfall gerichteten, flach abfallenden Ufer aufmerksam gemacht wurde. Damit war der Weg zur Vornahme baulicher Versuche genau gekennzeichnet. Nachdem nun Schneider den Zusammenhang zwischen der Neigung der Uferböschung und der Ausbildung der Bettsohle besprochen hat, war zu erwarten, daß er auch die Vornahme baulicher Versuche zur Ermittlung einer für die Regulierung der Rheinstrecke Straßburg-Basel geeigneten Bauweise befürwortet.

Ministerialrat a. D. Eduard Faber in München.

Meine Ausführungen in dem von Ministerialrat Faber genannten Aufsatze stützen sich auf jahrzehntelange Beobachtungen und Erfahrungen, die ich selbst am elsässisch-badischen Oberrhein gemacht habe. Insbesondere hat die Niederwasserregulierung der Rheinstrecke Sondernheim — Straßburg mir reichlich Gelegenheit geboten, die verschiedenen, hydrotechnisch wichtigen Vorgänge im Strombett bei allen Wasserständen zu studieren, und die zahlreichen Talwegpeilungen, Sondierungen, Längen- und Querprofilaufnahmen, durch die das jeweilige Sohlenrelief ermittelt wurde, haben mir wertvolles Material geliefert, aus dem sichere Schlüsse hinsichtlich der kausalen Zusammenhänge der Veränderungen der beweglichen Stromsohle gezogen werden konnten. Dabei hat es sich eben als eine Art von gesetzmäßiger Erscheinung herausgestellt, daß mit zunehmender Wasserführung die Kolke sich vertiefen und die Talwegschwellen sich erhöhen und umgekehrt. An dieser Tatsache, die auch an anderen Wasserläufen mit beweglicher Sohle festgestellt und mir von namhaften außerdeutschen Hydrotekten bestätigt worden ist, so z. B. für die Donau abwärts von Preßburg (Poszony) durch Oberingenieur Baurat Schmitt (Preßburg) und Ministerialrat v. Udransky (Budapest), für den Po durch den inzwischen verstorbenen General des italienischen Geniekorps L. Bigotti (Turin) usw., läßt sich nicht rütteln.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 29, S. 400 u. 401.

Die Berücksichtigung dieses gesetzmäßigen Zusammenhanges zwischen Kolktiefe und Schwellenhöhe führte ja gerade zur Anwendung der Grundschwellen jeweils in den konkaven Scheitelstrecken des künstlichen Niederwasserbettes, durch dessen Einbau in das vorhandene Tullasche Korrektionsbett der Rheinstrom reguliert worden ist. Durch die Anlage dieser Grundschwellen werden die vorhandenen tiefen Kolke verbaut, neue können sich nicht mehr bilden, und somit ist die Ursache für die Entstehung hoher Talwegschwellen beseitigt. Daß außer den Veränderungen der Wasserführung auch die Grundrißform des Wasserlaufes selbst eine Rolle beim Verhalten des Stromstriches und bei den von diesem abhängigen Vorgängen spielt, ist zwar längst bekannt, aber ich wollte ja in meinem Aufsatze gar nicht diese Beziehungen, sondern nur — wie die Überschrift klar sagt — den Einfluß der Wasserstände auf die Höhenlage der Talwegschwellen in geschiebeführenden Wasserläufen behandeln. Bei der Niederwasserregulierung der Rheinstrecke Sondernheim—Straßburg war die Grundrißform des Tullaschen Korrektionsbettes, das für die Abführung der gewöhnlichen Sommerhochwasser berechnet und bemessen ist, bereits gegeben und konnte und sollte nicht mehr geändert werden. Die hydraulischen Wirkungen dieses Korrektionsbettes sind auch nach Einbau des Niederwasserbettes noch dieselben wie vorher. Es hätte daher keinen Sinn gehabt, wenn ich in meinem Aufsatze von diesen Beziehungen gesprochen hätte. Soviel darf bestimmt behauptet werden: ohne den Einbau der Grundschwellen im Niederwasserbett hätten sich bei höheren Wasserständen immer wieder tiefe Kolke und infolgedessen hohe Talwegschwellen gebildet, und der Zweck der Regulierung, eine auch bei Niederwasser brauchbare Schiffahrtrinne zu schaffen, wäre niemals erreicht worden. Der von mir behauptete Zusammenhang zwischen Kolktiefen und Schwellenhöhen in natürlichen oder für die Hochwasserabführung korrigierten Flüssen mit beweglicher Sohle besteht also doch, er ist aber in Wasserläufen, die außer einem Hochwasser- und Mittelwasserbett auch noch ein durch Grundschwellen gesichertes Niederwasserbett besitzen, auf ein Mindestmaß eingeschränkt. Dies wird durch die graphische Darstellung (Abb. 3) auf S. 734 der „Bautechnik“ 1926, Heft 50 vor Augen geführt. Die von Faber angeführte 6 km lange Innstrecke abwärts von Windshausen zwischen Fischbach und Neubeuern ist nicht geeignet, diesen Satz zu widerlegen, denn diese fast gerade verlaufende Flußstrecke ist übermäßig eingeschnürt und hat daher eine besonders starke, „schießende“ Wasserbewegung. Die schädlichen Folgen dieser Einschnürung sind auch nicht ausgeblieben! „Der Inn hat sich auf der Strecke Fischbach—Neubeuern stark eingetieft und wird durch das regelmäßig weiter beförderte Geschiebe in der Umgebung von Rosenheim lästig“, schreibt Prof. Dr.-Ing. h. c. Franz Kreuter im 6. Bande, S. 460 des „Handbuches der Ingenieurwissenschaften“, Leipzig 1921, Verlag von Wilhelm Engelmann.

Inwiefern meine „Ausführungen, die die Bauweise zur Regulierung eines Flußbettes berühren“, bedenklich sein sollen, ist mir nicht recht verständlich. Die auf der Rheinstrecke abwärts von Straßburg angewandte Bauweise hat sich so bewährt, daß ich sie für die Regulierung der Strecke Straßburg—Basel empfohlen habe. Die von Faber erhobene Forderung der flachen Ufer ist übrigens bei der Herstellung dieses Niederwasserbettes voll erfüllt worden, wie aus meiner Abhandlung in der „Bautechnik“ 1925, Heft 12 hervorgeht. Abgesehen von den kurzen Berührungsstrecken der Konkaven des Niederwasserbettes mit den Korrektionsufern weist dieses Niederwasserbett überall die außerordentlich flache seitliche Begrenzung der unter 1 : 20 geneigten Buhnenköpfe und Grundschwellen auf. An den genannten Berührungsstellen selbst, wo auf kurze Erstreckung das Korrektionsufer zugleich das Ufer des Niederwasserbettes bildet, ist durch Grundschwellen dafür gesorgt worden, daß keine schädlichen Kolke entstehen können. Nur bei Anwendung der von mir empfohlenen Bauweise ist es möglich, dem Niederwasserbett innerhalb des alten Korrektionsbettes den serpentinierenden Lauf zu geben, den es zur Verminderung des Gefälles sowie zu leichterer Schaffung von Anlandestellen sowie von Aufdreh- und Wendeplätzen haben muß und der auch dem Wesen des Stromes mit beweglicher Sohle entspricht. Mit der von Faber vorgeschlagenen Bauweise dürfte es kaum möglich sein, dem Niederwasserbett diese unerläßliche, schlängelnde Grundrißform innerhalb des vorhandenen alten Bettes zu verleihen. Die Fabersche Redewendung von den „weit und hoch in das Strombett hineinragenden, dem Stromangriff stark ausgesetzten Buhnen“ erweckt die Vorstellung, als ob es sich bei der Regulierung der Rheinstrecke abwärts von Straßburg um einen gewaltsamen Eingriff, also um einen schweren Kampf gegen die Natur des Stromes gehandelt habe. Dies trifft aber nicht zu. Bei dem Entwerfen sowie beim Einbau der Regulierungswerke in das vorhandene Korrektionsbett war Grundsatz, jede Gewalt zu vermeiden und den Strom sanft und unter eigener Mitwirkung planmäßig zu leiten. Daher das allmähliche, sanfte Ansteigen der Grundschwellen abwärts von den Scheitelpunkten der Konkaven, das Serpentinieren des Niederwasserbettes in schlanken Lemniskatenzweigen, die flache Böschung der Buhnenköpfe (1 : 20) und die geringe Höhe der Buhnenrücken, von denen die meisten sich nicht über NW erheben. Die Grundrißform der durch die Rheinregulierung abwärts von Straßburg geschaffenen künstlichen Niederwasserrinne ist durch die gewählte Bauweise vollständig den Flußverhältnissen angepaßt worden, so daß „regelwidrige“ Sohlenkonfigurationen jetzt nicht mehr vorkommen. Durch die Anführungszeichen beim Worte „regelwidrig“ in meinem Aufsatze habe ich bereits angedeutet, daß es sich nur um eine scheinbare Abnormität handelt, was ich ja auch in dem vorhergehenden Satze ausgesprochen habe, und zwar mit den Worten: „was allen Regeln der Hydraulik zu widersprechen scheint“. Es scheint nur so im Hinblick auf den Lauf und die Richtung der Uferbauten, die das seinerzeit allein für die Hochwasserabführung berechnete und ausgeführte, für die Zusammenhaltung des Niederwassers daher zu breite Korrektionsbett wie Hochwasserdämme einschließen. Innerhalb dieses breiten und stark gestreckten Korrektionsbettes bildete sich aber vor der Stromregulierung ein natürliches Niederwasserbett, dessen Ufer infolge des Wanderns der Geschiebebänke einer fortwährenden Änderung unterworfen waren. In diesem natürlichen, wandelbaren Niederwasserbett waren selbstverständlich die Regeln der Hydraulik stets erfüllt, d. h. an seinen konkaven Ufern — auch wenn diese zufällig gerade ein konvexes Korrektionsufer berührten! — befanden sich die großen Tiefen, und an seinen konvexen Ufern — auch wenn diese einem konkaven Korrektionsufer anlagen — waren wesentlich geringere Tiefen. Daß aber immerhin doch die konkaven Korrektionsuferstrecken eine stärkere Anziehungskraft auf die natürliche Talwegrinne ausüben als die konvexen, was durch die verschiedene Länge und Lage der Kolke bewiesen wird, habe ich ja gleichzeitig a. a. O. erwähnt.

So glaube ich kaum irgend etwas in meinem Aufsatze berichtigen zu müssen. Nicht darauf kam es mir an, die verschiedenen Methoden des Flußbaues und ihre Vorzüge und Mängel zu erörtern, sondern allein darauf, den unbestreitbaren Einfluß der Wasserstände auf die Höhenlage der Talwegschwellen in geschiebeführenden Wasserläufen zu schildern.

Baurat A. Schneider,
ehem. Vorstand des K. Wasserbaubezirks Straßburg-Rhein.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Dr. jur. Kintscher, Vorstand des R. V. A. Frankfurt (Oder), zur R. B. D. Erfurt, Jaehn, Vorstand des R. B. A. Weißenfels, zum R. Z. A. in Berlin, Karl Jaeger, Vorstand des R. B. A. Kreuzburg (Oberschl.), als Vorstand zum R. B. A. Wesel, Fahrner, Vorstand des R. B. A. Wesel, als Vorstand zum R. B. A. Bochum, Brieskorn, Vorstand des R. B. A. Cüstrin, als Vorstand zum R. B. A. Köln 1, Blankenburg, bisher bei der R. B. D. Trier, als Vorstand zum R. B. A. Kreuzburg (Oberschl.), Spanaus, Vorstand des R. B. A. Ratibor, als Vorstand zum R. B. A. Weißenfels, Haller, Vorstand des R. B. A. Bochum, als Vorstand zum R. B. A. Essen 1, Düring, bisher beim R. B. A. Frankfurt (Main) 1, als Vorstand zum R. B. A. Ratibor, Paulsen, bisher bei der R. B. D. Hannover, als Vorstand zum R. B. A. Cüstrin, Nadler, bisher bei der R. B. D. Essen, als Vorstand zum R. B. A. Allenstein 1, Zeininger, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Wormditt, zur R. B. D. Königsberg (Pr.) unter Belassung in der Leitung des Neubauamts Wormditt, Martin Lange, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Riesa, zur R. B. D. Essen, Johannes Hildebrandt, Vorstand des R. M. A. Stendal, als Mitglied zur R. B. D. Breslau, Adolf Adler, Vorstand des R. M. A. Ratibor, als Vorstand zum R. M. A. Nordhausen und Blümener, Vorstand des R. M. A. Breslau 2, als Vorstand zum R. M. A. Stendal.

Übertragen: den Reichsbahnräten Valentin, Vorstand des R. W. A. Ratibor, die Stellung des Vorstandes des dortigen R. M. A. und Melcher, bisher bei der R. B. D. Breslau, die Stellung des Vorstandes des R. M. A. 2 daselbst.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnoberrat Dr. jur. Meinicke, Mitglied der R. B. D. Münster (Westf.), und die Reichsbahnamtmänner Wilhelm Paul, Vorstand des Bahnhofs Soest, Deerberg, Vorstand des Betriebswerks Osterfeld Süd, und Schmuck, bisher beim R. A. W. Nürnberg.

Gestorben: Reichsbahnrat Franz Bothe, Vorstand des R. M. A. Nordhausen und Reichsbahnamtmann Reinert, Betriebskontrolleur in Magdeburg.

Preußen. Versetzt: der Regierungsbaurat (W.) Busse vom Schleppamt Duisburg-Ruhrort an das Vorarbeitenamt in Frankfurt a. Main; die Regierungsbaumeister (W.) Vogt von der Wasserbaudirektion in Münster i. Westf. an das Schleppamt Duisburg-Ruhrort, Jung vom Kanalbauamt in Braunschweig nach Wenden als Streckenbauleiter und Voß vom Kanalbauamt in Oebisfelde nach Vorsfelde als Streckenbauleiter.

Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst überwiesen wurde der Regierungsbaumeister (W.) Koenig dem Wasserbauamt in Gleiwitz.

Das Neubauamt für die Hafenerweiterung in Wesermünde ist am 15. Mai 1927 aufgelöst; der Regierungsbaurat (W.) Gaye in Wesermünde ist dem Wasserbauamt daselbst überwiesen worden.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Albert Zündorf, Kurt Werner (Wasser- und Straßenbaufach); Ernst Sockel, Hugo Koester (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

Gestorben: der Wirkliche Geheime Rat Dr.-Ing. ehr. Karl Hinckeldeyn in Lübeck, früher Ministerialdirektor im Ministerium der öffentlichen Arbeiten.

INHALT: Die Köln-Mülheimer Brücke. — Die hölzernen Funktürme des Rundfunksenders München-Stadelheim. — Zur Frage der Gründung mit Grundwasserabsenkung oder Unterwasserschüttung. — Bau einer elektrischen Hubbrücke über den Hunte-Ems-Kanal innerhalb der Stadt Oldenburg. (Schluß.) — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Technische Hochschule Hannover. — 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. — Erste Siliziumstahl-Brücke der Deutschen Reichsbahn. — Fr. Baltzer 70 Jahre alt. — Geheimrat Contag 75 Jahre alt. — Befestigungsmittel für Gleisschienen auf Beton und Mauerwerk der Lösch- und Arbeitsgruben. — Auftragen von Tunnelquerschnitten mittels des Pantographen (Storchschnabels). — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 17. Juni 1927 Heft 27

Alle Rechte vorbehalten.

Aufbereitungsanlagen für Schotterbeton.[1]

Von Regierungs- und Baurat **Friedrich Heintze,** Oberingenieur der Firma Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges.

Bei großen Bauwerken mit umfangreichen Betonmassen, hauptsächlich bei Talsperren, wird der Beton sehr oft aus bei der Baustelle anstehendem Fels hergestellt. Der Fels ist möglichst billig zu Betonzuschlagstoffen zu verarbeiten, die die für die Betonbereitung bisher aufgestellten Forderungen an die Beschaffenheit der Zuschlagstoffe erfüllen müssen. In den meisten Fällen wurde bisher bei der Gewinnung des Steins und zu seiner Zerkleinerung auf die übliche Brechergröße die Handarbeit angewendet. Handarbeit ist teuer, und bei großen schnell zu leistenden Mengen ist es schwer möglich, eine genügende Anzahl Steinbrucharbeiter, die mehr oder weniger gelernte Leute sind, zum mindesten längere Zeit im Steinbruch gearbeitet haben müssen, zu bekommen. Es ist daher mit Vorteil sowohl im Steinbruchbetrieb als bei der Weiterverarbeitung des gewonnenen Materials Maschinenbetrieb einzusetzen, der je nach der Größe der zu bewältigenden Aufgabe bis zur völligen Maschinisierung des Betriebes durchgeführt werden kann.

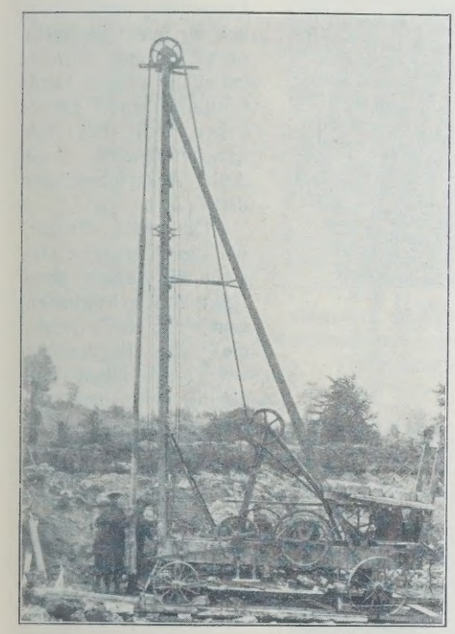


Abb. 1. Fallbohrmaschine mit elektrischem Antrieb (Shannonbau, Irland).

Wie weit hiermit bei der Aufbereitung der Zuschlagstoffe gegangen werden kann, hängt von der zu leistenden Menge ab. Die Wirtschaftlichkeit läßt sich verhältnismäßig leicht vorher überprüfen. Wird jedoch der Verladebetrieb im Steinbruch maschinell eingerichtet, so muß zwangläufig die Aufbereitungsanlage so aufgebaut werden, daß das wahllos gebaggerte Material aller Größen mit Abraum und Unreinigkeiten maschinell weiterverarbeitet werden kann.

Nachstehend sind einige bei der praktischen Durchführung maschineller Steinbruchbetriebe und Aufbereitungsanlagen gemachten Erfahrungen gegeben.

Im Steinbruchbetrieb wird das Bohren wohl allgemein bei größeren Arbeiten mit Preßlufthämmern ausgeführt. Mit Erfolg lassen sich aber auch, besonders bei nicht geschlossenem Fels, maschinell angetriebene Fallbohrmaschinen verwenden, die große Abschüsse bei tiefen Bohrlöchern möglich machen. Werden solche Bohrmaschinen (Abb. 1) verwendet, so darf Preßluft nicht völlig fehlen, da Nacharbeiten in der Sohle oder an in den Abmessungen vorgeschriebenen Wänden und Preßluftbohrungen zur Zerkleinerung zu groß abgeschossener Felsteile notwendig sind. Die Preßlufteinrichtung läßt sich aber klein halten und die Hauptarbeit mit den Fallbohrmaschinen leisten. Die Fallbohrmaschine erlaubt auch bei Felseinschnitten einen fast ununterbrochenen Verladebetrieb, der nur während des Abschießens der während des Verladens des Gesteins gebohrten Löcher ruht.

Das Laden des geschossenen Gesteins, das bis vor kurzer Zeit fast ausschließlich nach völliger Zerkleinerung durch Handarbeit oder durch Sprengstoff, durch Handladen vorgenommen wurde, ist mit Erfolg durch Löffelbagger geleistet worden. Der von Menck & Hambrock konstruierte Löffelbagger ist für solche Felsarbeiten kräftig genug und hat sich gut bewährt. Es kommt für diese Arbeiten hauptsächlich der 2-m³-Bagger in Frage, dessen Löffel groß genug ist, um die bei normalen Sprengarbeiten anfallenden Steingrößen zu laden, aber auch die Sicherheit dafür gibt, daß nicht zu große Felsblöcke erfaßt werden, die die Transportwagen auch bei stärkster Bauart bei dem unvermeidlich hohen Fall der Blöcke zerstören. Steine, die von 2-m³-Löffelbaggern nicht mehr gefaßt werden können, müssen angebohrt und gesprengt werden. Sollen ausnahmsweise größere Steine geladen werden, so geschieht dies mittels Kette auf Plattformwagen, wobei der Bagger als Kran arbeitet.

Die Förderwagen müssen sehr kräftig gebaut werden, um dem Fall der Felsblöcke aus dem Baggerlöffel Widerstand zu leisten. Der Wagen wird daher schwer, was aber, da es sich für die Beförderung gegenüber Erde um hochwertiges Material handelt, wirtschaftlich ertragbar ist, und was auch mit Rücksicht auf die stets nur in Frage kommenden geringen Förderweiten in Kauf genommen werden kann. Die Aufbereitungsanlage wird so nahe wie irgend möglich an die Gesteingewinnungsstelle gebaut werden müssen. Es kommen nur kurze Förderwege, und daher auch eine geringe Anzahl der naturgemäß teuren Wagen in Frage. Die Firma Fried. Krupp hat einen solchen Wagen für Felsförderung (Abb. 2) auf den Markt gebracht, der sich bewährt hat.

Abb. 2. Raupenlöffelbagger Menck & Hambrock von 2 m³ Löffelgröße in stark zerklüftetem Fels des Unterkanals der Shannon-Wasserkraftanlage.

Wie leicht ersichtlich, ist es für den Bagger ein Haupterfordernis, daß er während der Sprengungen von der Gewinnungsstelle schnell entfernt werden kann. Es ist daher mit Erfolg der neueste von Menck & Hambrock gebaute Raupenlöffelbagger anzuwenden. Dieser kann schnell seinen Arbeitsplatz ändern, und es können daher Löffelbagger auch in Steinbrüchen, die in mehreren Etagen abgebaut werden, verwendet werden, wenn sie auf Raupen laufen. Der Raupenlöffelbagger hat gegenüber dem Schienenlöffelbagger den Nachteil, daß sein Untergestell außerordentlich standfest ist und den Baggerführer leicht zur Überbeanspruchung des Baggers verführt. Hiergegen wird die erfahrene Baggerfirma Menck & Hambrock in kurzer Frist wohl Abhilfe schaffen, so daß man jetzt schon den 2-m³-Raupenlöffelbagger als recht geeignet für Felsarbeiten betrachten darf (Abb. 2). Versuche mit größeren Löffelbaggern von etwa 4 m³ Löffelinhalt haben sich aus dem obengenannten Grunde nicht bewährt. Für Bagger mit größerem Löffelinhalt als 2 m³ lassen sich kaum Wagen bauen, die beim Beladen den großen Schlägen der großen Steine standhalten. Ihr Gewicht ist auch so groß, daß schon ein außerordentlich harter Fels dazu gehört, damit die Sohle, auf der sie laufen, nicht zer-

[1]) Der nachfolgende Aufsatz aus berufener Feder soll eine Reihe von in zwangloser Folge erscheinenden Abhandlungen eröffnen, deren gemeinsames Ziel wir darin sehen, die heute so außerordentlich wichtige Frage der „Rationalisierung im Bauwesen" nach den verschiedensten Richtungen zu erörtern und so zu ihrer Lösung beizutragen.

Die Schriftleitung.

fahren wird und hierdurch Schwierigkeiten für die weitere Fortbewegung der Bagger entstehen.

Werden im Steinbruch Bagger und starke, besonders für Felsladung gebaute Wagen benutzt, so muß die Aufbereitungsanlage, in die das Material befördert wird, folgende Arbeiten ausführen können:

1. Zerkleinerung des gebaggerten Gesteins.
2. Trennung nach gutem und schlechtem Gestein.
3. Trennung des guten Gesteins von allen Unreinigkeiten und vom mitgebaggerten Abraum.
4. Trennung des gesäuberten guten Gesteins nach den für die Betonbereitung gewünschten Größen.
5. Leistung der gewünschten Steingrößen in den erforderlichen Mengen und Zusammensetzungen.

Die Forderung 2 läßt sich am leichtesten durch den Bagger im Steinbruch ausführen.

Eine Aussortierung des gewonnenen Felsens nach Qualität ist mit ihm naturgemäß nur im großen Maßstabe möglich, d. h. Felsadern von schlechter Beschaffenheit müssen durch Verlorengeben eines Teiles der angetroffenen Felswände einfach von der Verarbeitung ausgeschieden, besonders geladen und auf Abraumkippe gefahren werden. Sind verstreute kleinere, aber zahlreiche Stellen von schlechtem Material in dem Felsen, so kann die Qualitätsauslese in der Aufbereitungsanlage stattfinden. Nach dem Brecher wird das Material über ein Förderband geführt, auf dem der zerkleinerte Fels langsam an Arbeitern vorbeiläuft, die die schlechten Stücke aussuchen und auf ein darunter laufendes Abraumförderband werfen. Im allgemeinen wird diese Einrichtung aber kaum nötig sein.

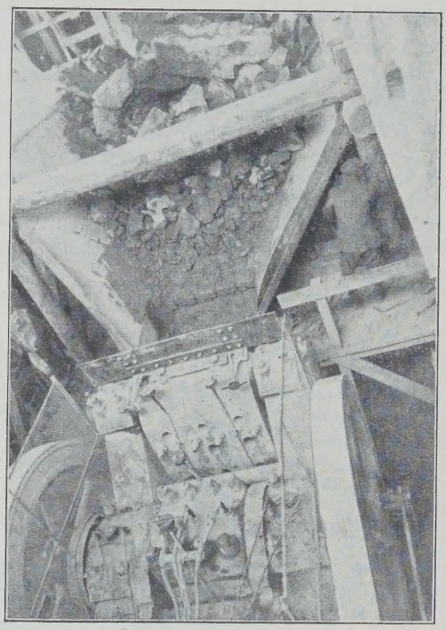


Abb. 3. Großbrecher 1200 × 900 mm Maulmit beschicktem Aufgaberost (Schwarzenbachtalsperre und Shannonbau).

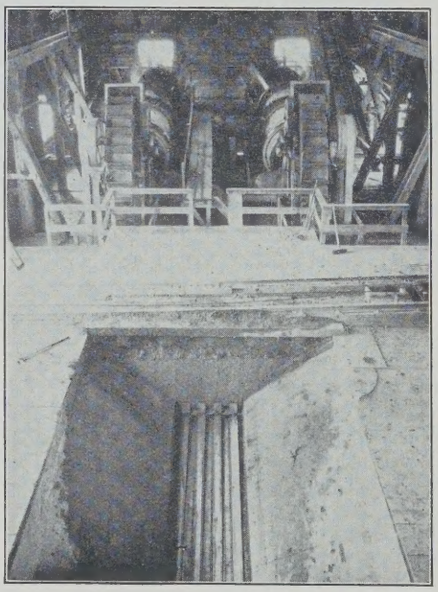


Abb. 5. Waschmaschinen mit Becherwerkbeschickung. Im Vordergrunde der Stangenrost zur Beschickung des Großbrechers.

Die Aufbereitungsanlage muß Steinbrecher, Reinigungsmaschinen und Sortiermaschinen enthalten, um die Forderungen 1 und 3 bis 5 erfüllen zu können. Außerdem sind Aufgabeeinrichtungen für das Gestein in die Maschinen und die Abzapfeinrichtungen vorzusehen. Die Art und Abmessung aller Maschinen hängt von der Anzahl und der Größe der geforderten Korngrößen und Mengen der Zuschlagstoffe ab.

Nach den bisherigen Erfahrungen bei großen Betonbauten genügt es, für die Betonmischung drei verschiedene Korngrößen zu erzeugen, die mit Sand 0 bis 7 mm ⌀, Splitt 7 bis 25 mm ⌀ und Schotter 25 bis 100 mm ⌀ etwa festgesetzt werden können. Diese Dreiteilung ermöglicht es, den Beton nach den bisherigen Untersuchungen in der günstigsten Zusammensetzung herzustellen, d. h. geringsten Zementverbrauch bei höchster Festigkeit, Wasserdichtigkeit und, da es sich fast nur um Gußbeton handeln wird, von guter Fließfähigkeit. Beim Schotter kann die Größtabmessung des Steins soweit steigen, als es die Betonmischmaschine und die Verteilungseinrichtung des Betons und die zu bauenden Betonteile irgendwie zulassen. Bei engen Schalungsräumen muß naturgemäß die Höchstgröße des Schotters verringert werden, bezw. müssen für solche Betonteile nur die Größen 1 und 2 verwendet werden. Wird die Aufbereitungsanlage nur für diese drei Sorten der Zuschlagstoffe eingerichtet, so lassen sich noch einfache und praktisch nicht zu teuere Einrichtungen schaffen, und der Theorie des Betons wird bis auf praktisch zu vernachlässigende Größen Genüge getan.

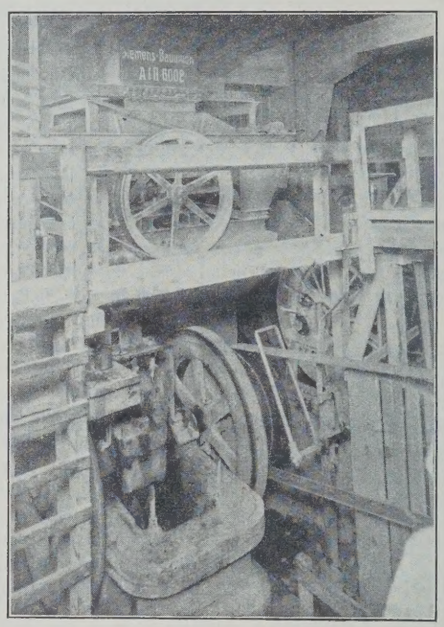


Abb. 4. Bewegliche Sattelrutsche unterhalb des Großbrechers zur Verteilung des Materials auf die Nachbrecher (Shannonbau).

Abb. 6. Sandrückgewinnungsmaschine der Internationalen Baumaschinenfabrik A.-G. (Schwarzenbachtalsperre).

Die Sortieranlage muß dann nur für zwei Größen: für Sand und Splitt, vorgesehen werden. Der Überfall bildet den Schotter, dessen Höchstgröße durch die Einstellung der Brecher, bei der leicht allgemein bis zu 100 mm ⌀ innegehalten werden kann, bestimmt wird. Es ergeben sich drei Aufspeicherungssilos und drei Abzapfeinrichtungen.

Der erste Brecher, der das gebaggerte Gestein mit Abraum empfängt, muß so beschaffen sein, daß alle Steine, die ein Baggerlöffel von 2 m³ Inhalt aufnimmt, gebrochen werden können.

Eine Brechermaulgröße von 1200 · 900 mm hat sich als mindestens erforderlich gezeigt. Bei dieser Brechergröße kommen nur sehr selten Steine aus dem Baggerlöffel, die nicht ohne weiteres durch das Maul gehen und mittels eines über dem Brecher angebrachten Laufkranes gehoben und durch Bohrungen zerkleinert werden müssen. Die Größe des Brechers ist mitbestimmend für die Wahl der Baggerlöffelgröße, weil Brecher derartiger Abmessungen außergewöhnlich schwer werden, und, da es sich ja nur um vorübergehende Bauten handelt, sehr bedeutende und teuere Fundamentanlagen benötigen. Abb. 3 zeigt gebaggertes Gestein mit Abraum auf einem Aufgaberost für einen Großbrecher von 1200 × 900 mm Maulweite. Der von Fried. Krupp gelieferte Großbrecher mit Schwinge und besonderem Exzenter hat sich gut bewährt. Einer seiner Hauptvorteile ist, daß er das „Tanzen“ großer Steine zwischen den schwingenden Brecherbacken verhindert, was bei Einschwingenbrechern leichter vorkommt. Die Stundenleistung eines Großbrechers kann gegebenenfalls für eine Anlage zu groß sein (sie beträgt bei dem obengenannten Kruppbrecher bei Spaltweite 100 mm etwa 50 m³ loses Gestein i. d. Std.), aber auch dann muß mit Rücksicht auf die Baggerlöffelgröße zur Wahl einer solchen Maschine gegriffen werden, weil es sonst unmöglich ist, ohne zeitraubende Nacharbeiten das gebaggerte Gestein zu verarbeiten.

Das aus dem Großbrecher fallende Material wird am besten unmittelbar den Nachbrechern zugeführt, deren Größe und Anzahl sich nach der Tagesleistung bei dem gewünschten Größtdurchmesser des Schotters richten. Die Unterteilung des Gesteinstromes aus dem Großbrecher kann durch eine bewegliche Sattelrutsche vorgenommen werden, wie sie Abb. 4 zeigt. Durch Hintereinanderschaltung solcher Sattelrutschen kann man die Materialströme immer wieder gleichmäßig teilen und so mehrere Nachbrecher anordnen. Auch jetzt noch enthält das gebrochene Material alle Unreinigkeiten, wenn solche im Steinbruch vorhanden sind. Gebrochenes Gesteinmaterial, das mehr als 10 bis 15 % Unreinigkeiten enthält, läßt sich in einem Waschgang überhaupt nicht waschen. Doch kommen solche hohen Prozentsätze bei Steinbrüchen sehr selten vor, wenn die Überlagerungen vorher gut abgedeckt werden. Aber selbst zunächst völlig rein aussehende Steinbrüche zeigen bei der Verarbeitung des Gesteins Unreinigkeiten, so daß sich fast immer ein Waschen empfiehlt. Weiter ist die Abnutzung der Maschinen bei gleichzeitigem Waschen und Sortieren des Materials geringer als bei Sortieren in trockenen Trommeln. Die Mehrkosten für das Waschen sind daher hierdurch fast gedeckt, abgesehen von dem Gewinn, den einwandfrei sauberes Schottermaterial für die Güte des Betons darstellt. Es wird sich daher meistens empfehlen, das gebrochene Material

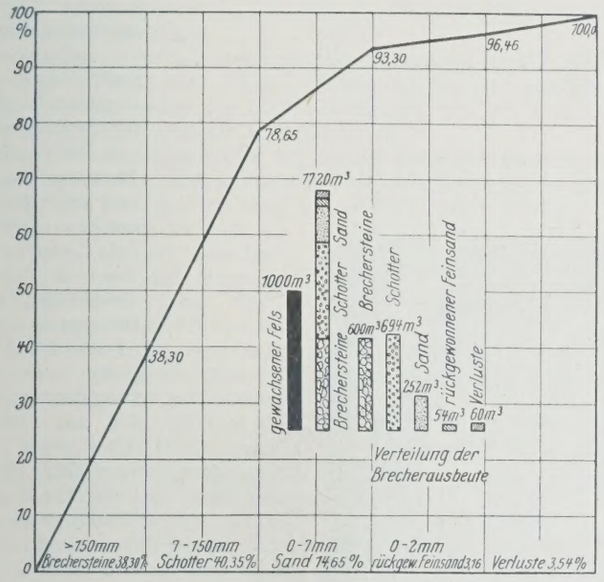


Abb. 7. Leistung einer Brech- und Waschanlage bei Verarbeitung von Granit (Schwarzenbach).

Waschmaschinen mit Sortiereinrichtung zuzuführen. Nur bei Wassermangel, oder wenn es nicht möglich ist, das Schmutzwasser abzuführen (siehe weiter unten), oder wenn das Gestein sehr sauber ist, wird man Trockensortiertrommeln anwenden.

Gestein, das durch fetten Lehm, Mergel oder Ton verunreinigt ist, läßt sich nur bis 5 % Verschmutzungsgrad auf einmal waschen. Diese fetten Erden lösen sich im Wasser sehr schwer, bilden in den Waschmaschinen Kugeln und verderben das Schottermaterial.

Ist das Material nicht übermäßig verschmutzt, und lösen sich die auszuwaschenden Beimengungen leicht, sind sie also nicht fetter Lehm oder Mergel, so genügen im allgemeinen die normalen Trommelwaschmaschinen mit innen liegender Schnecke, die in einem Sortierkegel Sand und Splitt aussortieren, während der Überfall den Schotter ergibt. Der Sortierkegel läßt sich für zwei gewünschte Größen so ausbilden, daß ein für den praktischen Bedarf einwandfreies Aussortieren eintritt. Mehr als zwei Trennungen lassen sich allerdings bei solchen Maschinen mit zufriedenstellendem Erfolg nicht erreichen. Eine restlose Trennung des Materials ist für Betonzwecke meist nicht erforderlich, die Trennung muß nur so geschehen, daß die drei Sorten Korngrößen immer gleichmäßig zusammengesetzt sind. Ist das Material sehr stark verschmutzt, über 15 %, und sind die Unreinigkeiten löslich, so können zwei Trommelwaschmaschinen mit innen liegender Schnecke hintereinander geschaltet werden. Enthält das Gestein reichlich fetten Boden, so wird dieser am besten im Bruch durch Spülen beseitigt, wenn dies möglich ist. Eine weitere Möglichkeit ist, die Felstransportwagen mit einem weiten Rost im Boden zu versehen und den Ton oder Lehm durch starke Wasserzufuhr herauszuspülen. Es empfiehlt sich nicht, das mit Ton oder Lehm stark verunreinigte Gestein in die Aufbereitungsanlage zu bringen, da alle Maschinen stark verschmiert und in ihrer Leistungsfähigkeit herabgesetzt werden. Daher empfiehlt es sich auch nicht, dieses Gestein nach dem Durchgang durch die Brecher erst in Trommelwaschmaschinen vorzuwaschen oder in Unterwasserwäschen nachzuwaschen.

Die Trommelwaschmaschinen mit Schnecken (Abb. 5) haben den Nachteil, daß sie das meiste Feinmaterial aus dem Sand mit herauswaschen. Dieses Feinmaterial ist aber zur Erzielung eines guten Gußbetons unbedingt notwendig. Aus dem Schmutzwasser kann durch besondere Sandrückgewinnungsmaschinen dieser Feinsand wiedergewonnen werden (Abb. 6). Nicht jedes Gestein gibt aber beim Brechen genügend Feinsand, so daß in solchen Fällen die Feinsandrückgewinnungsanlage zwecklos ist und dann ein Teil des gebrochenen Materials Sandmühlen zugeführt werden muß, die Sand bis zur Staubgröße mahlen. Um die Anlage nicht zu umständlich zu machen, ist der gemahlene Sand, ebenso wie der aus der Sandrückgewinnungsmaschine wiedergewonnene Sand laufend dem aus der Waschmaschine gewonnenen Sand zuzuführen, so daß der Betonsand immer gleichmäßig alle erforderlichen Korngrößen enthält. Benutzt man Trommelwaschmaschinen mit Schnecken, so tritt noch der Nachteil ein, daß in dem gewonnenen Sand reichlich viel Wasser vorhanden ist. Er ist daher zunächst in einem Silo zu lagern, der das Abtropfen des Wassers ermöglicht, und kann dann erst für die Betonbereitung benutzt werden. Unterwassermaschinen mit Siebung unter Wasser und mit Bechern vermeiden diese Nachteile, haben aber meist geringere Leistungen, größere Abnutzungen und sind gegenüber grobem Material empfindlich.

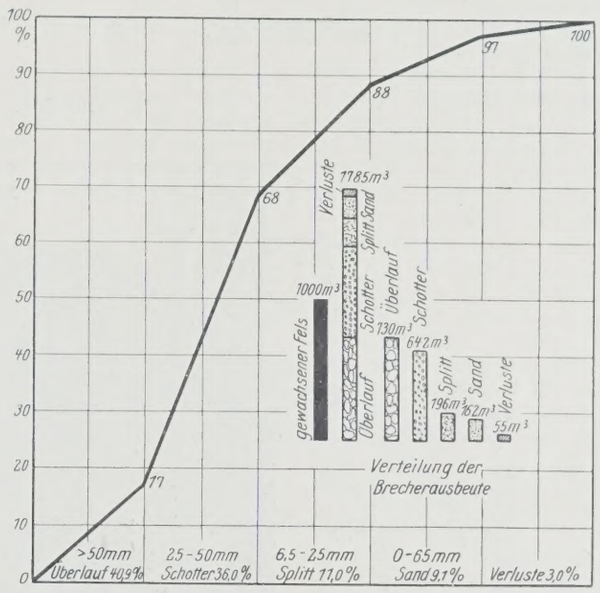


Abb. 8. Leistung einer Brech- und Waschanlage bei Verarbeitung von Kalkstein (Shannon, Irland).

Die angetroffenen Steine und ihr Verhalten im Brecher, in den Waschmaschinen und ihre Ausbeute beim Brechen, Mahlen und Waschen sind so verschieden, daß vorher auch bei reichlichen Erfahrungen ein sicheres Urteil nicht abgegeben werden kann. Es ist daher bei Aufschließung neuer Gesteine, deren Verhalten man nicht kennt, unbedingt eine Probebrechung und Probewaschung vorzunehmen und hernach erst die Einrichtung der gesamten Aufbereitungsanlage zu treffen. Die hierdurch auftretenden Kosten machen sich immer bezahlt, da eine große Aufbereitungsanlage für große Massen stets eine ziemlich kostspielige Anlage darstellt und nach Aufbau verhältnismäßig schwer geändert werden kann.

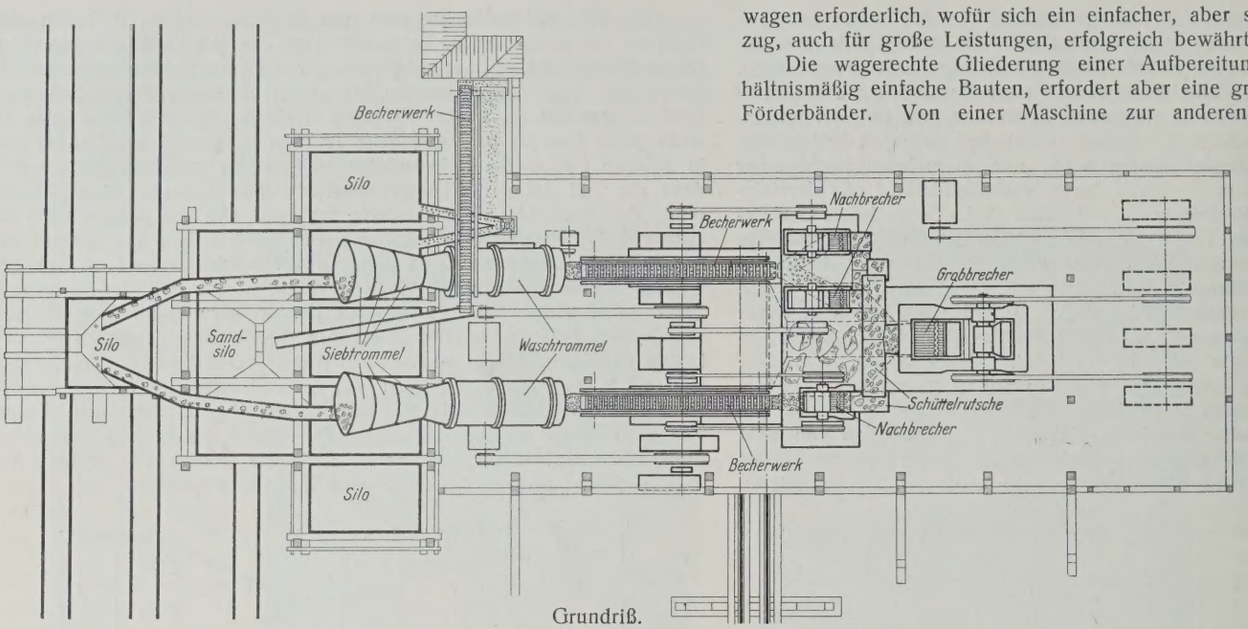
Die Ausbeute an Mengen der drei verschiedenen, gewünschten Korngrößen ist je nach dem Material ganz verschieden. Durch Verstellen der Spaltweite des Groß- und Nachbrechers läßt sich die Menge der einzelnen Größen beeinflussen, aber hierbei ändert sich auch die Gesamtleistung der Brecher.

Die Sanderzeugung beim Brechen des Gesteins ist auch sehr verschieden, und hier muß wohl stets durch Sandmühlen oder Sandrückgewinnungsmaschinen der gebrochene Sand ergänzt werden. In Abb. 7 und 8 sind die Ergebnisse von gebrochenem Granit und gebrochenem Kalkstein angegeben, die beide etwa 3 % Verunreinigungen enthielten. Beim Granit konnte durch die Sandrückgewinnungsanlage Feinsand zurückgewonnen werden. Beim Kalkstein war die Verunreinigung fetter Mergel und im Waschwasser waren keine nennenswerten Mengen von Sand vorhanden.

Die gesamte Aufbereitungsanlage kann in wagerechtem oder lotrechtem Sinne angeordnet werden. Die Wahl der Aufstellungsart richtet sich mit nach dem angetroffenen Gelände. Da angenommen werden darf, daß solche Anlagen fast immer in gebirgigem Gelände aufzustellen sind, so wird die lotrechte Anordnung, einem Felshang angepaßt, wohl meist die vorteilhafteste sein. Abb. 9 gibt Ansicht und Grundriß einer Aufbereitungsanlage bei lotrechtem Aufbau. Abb. 10 zeigt eine solche mit wagerechter Anordnung der Maschinen. Stets ist eine Aufzugvorrichtung für die Fels-

wagen erforderlich, wofür sich ein einfacher, aber schnell laufender Seilzug, auch für große Leistungen, erfolgreich bewährt hat (Abb. 11).

Die wagerechte Gliederung einer Aufbereitungsanlage ergibt verhältnismäßig einfache Bauten, erfordert aber eine große Fläche und viele Förderbänder. Von einer Maschine zur anderen muß stets ein ansteigendes Förderband eingesetzt werden. Die wirtschaftlichste Lösung der beiden Arten kann nur von Fall zu Fall durch genaue Prüfung bestimmt werden.



Grundriß.

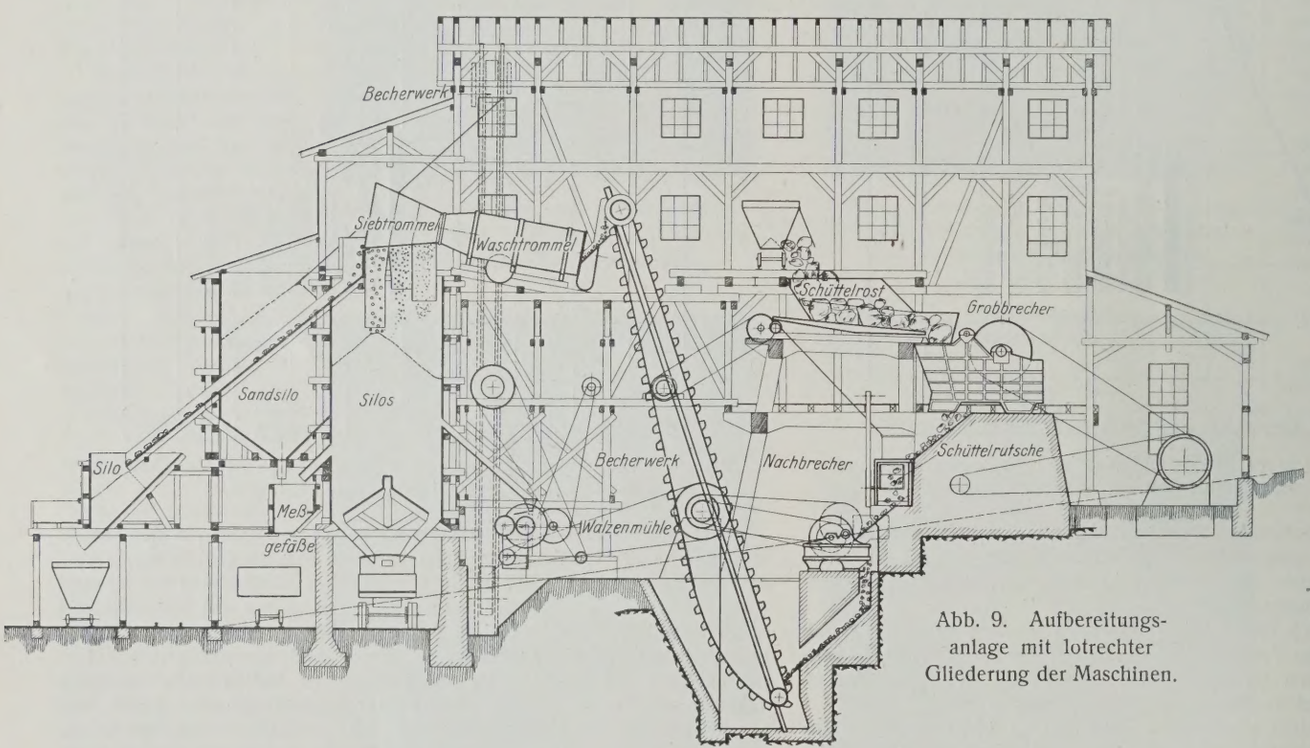
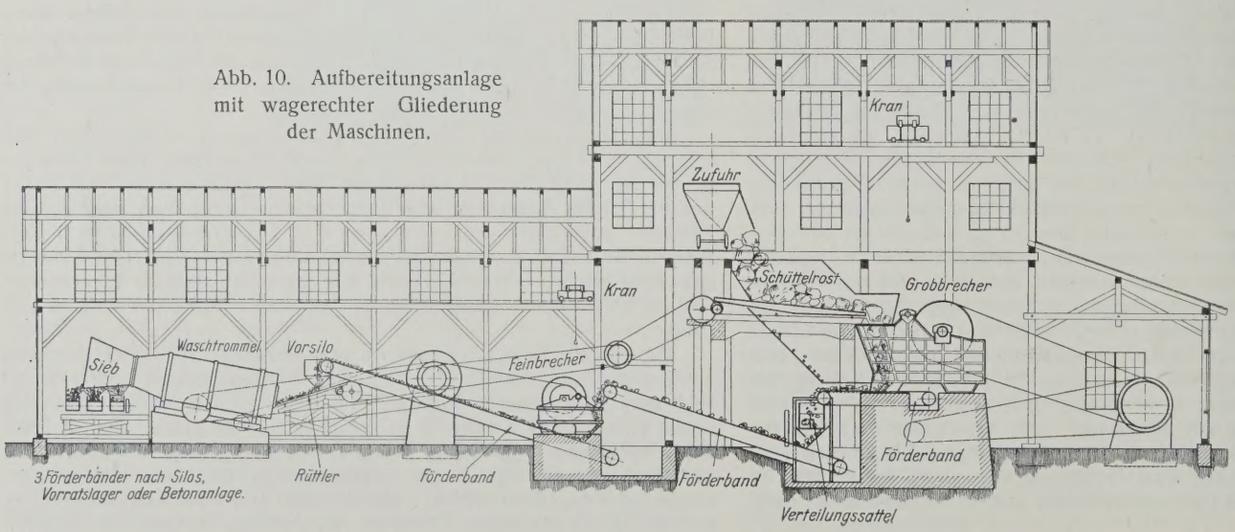


Abb. 9. Aufbereitungsanlage mit lotrechter Gliederung der Maschinen.

Abb. 10. Aufbereitungsanlage mit wagerechter Gliederung der Maschinen.



Wenn die täglich geforderte Durchschnittsleistung einer Aufbereitungsanlage bestimmt ist, so sind hiernach der Großbrecher bezw. mehrere Großbrecher zu wählen. Alle anschließenden Maschinen müssen etwas größer als der auf sie anfallende Leistungsteil gewählt werden, und zwar mit der Hintereinanderschaltung hinter den Großbrecher steigend. Jede Zerkleinerungsmaschine hat vorübergehend Spitzenleistungen, die bei zu scharfer Abstimmung der einzelnen Maschinen aufeinander zu Störungen Anlaß geben. Wenn sich aber der Materialstrom durch die Maschinen gleichsam immer mehr verbreitern kann, durch immer höhere Leistungsmöglichkeit der Maschinen, so wird er reibungslos seinen Weg finden.

Vor den Waschmaschinen empfiehlt es sich stets, einen kleinen Zwischensilo einzuschalten, der die gegen Überlastung empfindlichen Wasch- und Sortiermaschinen gleichmäßig beschickt. Bei der Angabe der Maschinenfabriken über die Leistungen solcher Zerkleinerungs- und Sortiermaschinen ist Vorsicht geboten, da diese Leistungen meist in der Praxis nicht erreicht werden.

Besonders wichtig ist noch bei der Aufbereitungsanlage die Beschickungseinrichtung des Großbrechers. Die Beschickung geschieht durch die Felswagen naturgemäß stoßweise. Steine bis 2 m³ Größe fallen

mehrere Meter hoch auf sie auf. Sie muß daher außerordentlich widerstandsfähig sein und gleichmäßig den Brecher beschicken. Es hat sich hierbei ein von der Internationalen Baumaschinenfabrik gelieferter Stangenrost mit Exzenterbewegung recht gut bewährt (Abb. 5). Auch stärkste Plattenbänder, wie sie Fried. Krupp anfertigt, kommen hierfür in Frage. Bei dem exzentrisch bewegten Stangenrost muß darauf geachtet werden, daß die bewegte Fläche in der Breite nicht zu gering ist, weil sonst die Gesteinsblöcke Brücken bilden, unter denen sich der Stangenrost leer bewegt, und das Transportieren aufhört. Die bisher festgestellte notwendige größte Breite der beweglichen Fläche eines solchen Rostes ist bei so ziemlich allen Gesteinen 90 cm, wenn ein 2-m³-Löffelbagger und ein Brecher von 1200 × 900 mm Maschenweite verwendet wird.

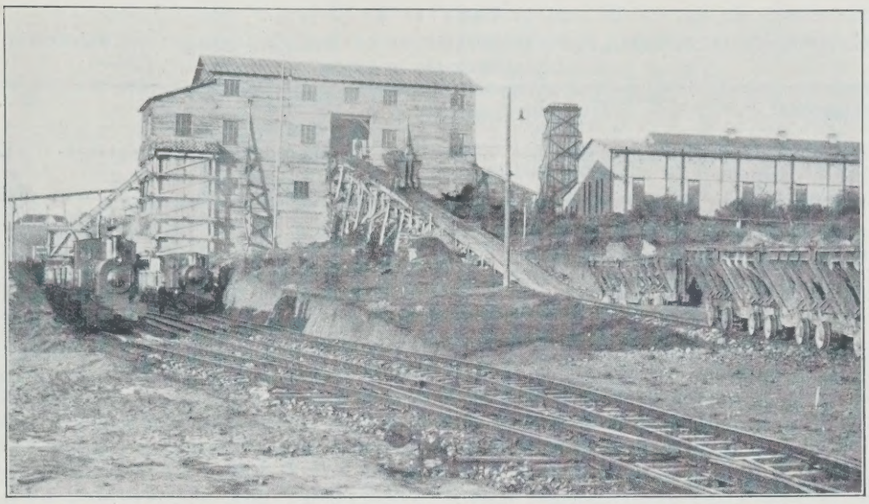


Abb. 11. Seilaufzug der Felswagen in die Aufbereitungsanlage (Shannonbau).

Für eine Aufbereitungsanlage, bei der das gesamte Material beim Sortieren auch gewaschen wird, ist ein verhältnismäßig hoher Wasserverbrauch notwendig, und zwar darf mit etwa 1 m³ Wasserverbrauch für 1 m³ erzeugtes loses Material gerechnet werden. Ist auf der Baustelle Wassermangel, so kann dieser Wasserverbrauch dadurch vermindert werden, daß das aus dem Großbrecher anfallende Material trocken aussortiert wird bis zu einer Steingröße von etwa 150 mm ⌀. Steine über diese Größe, auch wenn sie ziemlich verschmutzt sind, ergeben im Nachbrecher verhältnismäßig nur ganz geringe Staubzusätze, die dem Beton im allgemeinen nicht schaden und nicht ausgewaschen zu werden brauchen. Es ist allerdings in der Anlage dann der Nachteil einer weiteren Maschine, die sich verhältnismäßig stark abnutzt (Abb. 12).

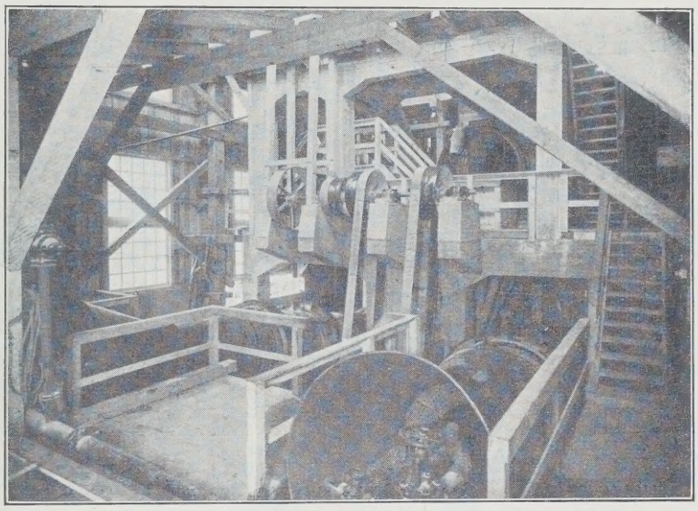


Abb. 12. Grobsortiertrommel, die den Waschmaschinen nur Material unter 150 mm Durchm. zuführt. Das größere Material wird ungewaschen weiterverarbeitet (Schwarzenbachtalsperre).

Der in der Aufbereitungsanlage erzeugte fertige Zuschlagstoff muß in Silos aufgestapelt werden. Die Anlage und Abmessung dieser Silos richtet sich nach der aufzustellenden Betonmischanlage und den örtlichen Verhältnissen der Baustelle. Es kann zweckmäßig sein, große Hauptsilos nur an der Aufbereitungsanlage anzuordnen und am Betonmischer nur kleine für den Bedarf einer kurzen Zeit, oder umgekehrt. Auf jeden Fall muß die Siloanlage die Möglichkeit des ungestörten Arbeitens der Aufbereitungsanlage und der Betonmischanlage geben. Zwischen beiden empfiehlt es sich stets, ein Vorratslager von Zuschlagstoff anzuordnen, in das leicht von der Aufbereitungsanlage aus abgelagert und ebenso in die Betonmischung abtransportiert werden kann. Dieses Vorratslager muß bei Maschinenschaden in der Aufbereitungsanlage und bei Spitzenbetrieb beim Betonieren einspringen.

Bei der Einrichtung der Waschanlage ist ferner noch dem Abfluß des Schmutzwassers Bedeutung beizumessen. Je nach der bestehenden Vorflut muß Rücksicht auf die Verunreinigung des Baches oder Flusses genommen werden. Die Verunreinigung kann so stark werden, daß sich die Unmöglichkeit des Einlaufs des Schmutzwassers in den Fluß ergibt. Beim Bau der Schwarzenbachtalsperre färbte das abfließende Waschwasser von stündlich 50 m³ gewonnenem Granitstein die Murg bis hinab nach Gernsbach, etwa 25 km weit, so stark, daß die Zuleitung eingestellt werden mußte. Andere Gesteinsarten geben wieder eine ganz geringe Färbung und dürfen unbedenklich in selbst kleine Flüsse eingeleitet werden.

Die vorstehend geschilderten Aufbereitungsanlagen verwenden zum Teil Maschinen (Großbrecher, Großsiebtrommeln, Waschmaschinen) von einer Abmessung, wie sie im Baugewerbe für diese Zwecke nicht üblich waren und deren Aufstellung und Betrieb für die verhältnismäßig kurze Bauzeit auch eines Großbaues zunächst als nicht wirtschaftlich erscheint. Die Praxis hat jedoch gezeigt, daß durch ihre Anwendung auch bei reichlichen Abschreibungen dieser Geräte und bei Verlorengeben der Fundamente und der für sie erforderlichen Schutzbauten eine wesentliche Verminderung der Herstellungskosten der Betonzuschlagstoffe erzielt wird. Bei der Herstellung von rund 80 000 m³ Granitzuschlagstoffen (eine verhältnismäßig geringe Menge für eine solche Anlage) hat eine solche Aufbereitungsanlage die Anzahl der für die Herstellung eines Kubikmeters Gußbeton erforderlichen Arbeiterstunden um 33 % gesenkt, gegenüber der Stundenzahl, die notwendig war, um das Material mit Hand im Steinbruch zu gewinnen, mit Hand zu laden und bis zu der im Baubetrieb üblichen Brechergröße zu verarbeiten. Dies ergab einen Gewinn, der die gesamten Einrichtungskosten der Anlage mehr als aufwog.

Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Vortrag, gehalten auf der 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins, am 18. März 1927.

Von Prof. **Spangenberg**, München.

(Schluß aus Heft 25.)

Der Vorentwurf für die Brücke ist seinerzeit von einer anderen Firma aufgestellt worden; seine Gesamtanordnung mußte beibehalten werden, dagegen ist das Bauwerk in den konstruktiven Einzelheiten allerdings wesentlich verändert worden, denn es waren ursprünglich acht eingespannte Bogen angenommen. Abgesehen davon, daß bei dem über 300 m langen Bauwerk das Fehlen aller Dehnungsfugen bedenklich erschien, ergaben sich schon bei den Nebenöffnungen mit rd. $^1/_7$ Stich (Abb. 6) sehr hohe Beanspruchungen, so daß eine sehr starke und unwirtschaftliche Bewehrung nötig geworden wäre. Wie die Ergebnisse der Vergleichsberechnung in Tabelle 3 zeigen, ist der Zweigelenkbogen hier viel günstiger. Im unbewehrten Gewölbe entstehen beim eingespannten Bogen als Grenzwerte der Randspannungen 60,0 kg/cm² Druck- und

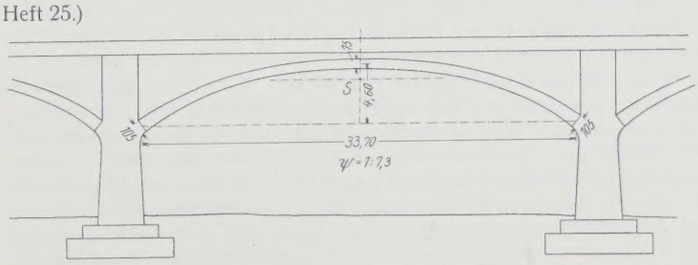


Abb. 6. Flutöffnung der Ruhrbrücke Blankenstein, Vergleichsentwurf als eingespannter Bogen.

Tabelle 3.
Vergleich zwischen eingespanntem Bogen und Zweigelenkbogen bei den Flutöffnungen der Ruhrbrücke Blankenstein.
Randspannungen in kg/cm².

	Eigengewicht				Temperatur $t = -25°$				Verkehr				Grenzwerte			
	Eingespannter Bogen		Zweigelenkbogen		Eingespannter Bogen		Zweigelenkbogen		Eingespannter Bogen		Zweigelenkbogen		Eingespannter Bogen		Zweigelenkbogen	
	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u
Scheitel	+ 22,0	+ 10,8	+ 19,5	+ 14,4	+ 15,7	— 19,5	+ 7,0	— 7,4	+ 13,3	— 9,0	+ 15,9	— 11,8	+ 51,0	— 17,7	+ 42,4	— 4,8
$l/4$-Fuge	+ 18,3	+ 15,5	+ 19,5	+ 15,5	+ 2,4	— 6,2	+ 5,6	— 6,0	+ 11,4	— 9,3	+ 19,3	— 16,7	+ 32,1	+ 0,0	+ 44,4	— 7,2
Kämpfer	+ 6,4	+ 23,4	—	—	— 27,3	+ 25,3	—	—	— 9,7	+ 11,3	—	—	— 30,6	+ 60,0	—	—

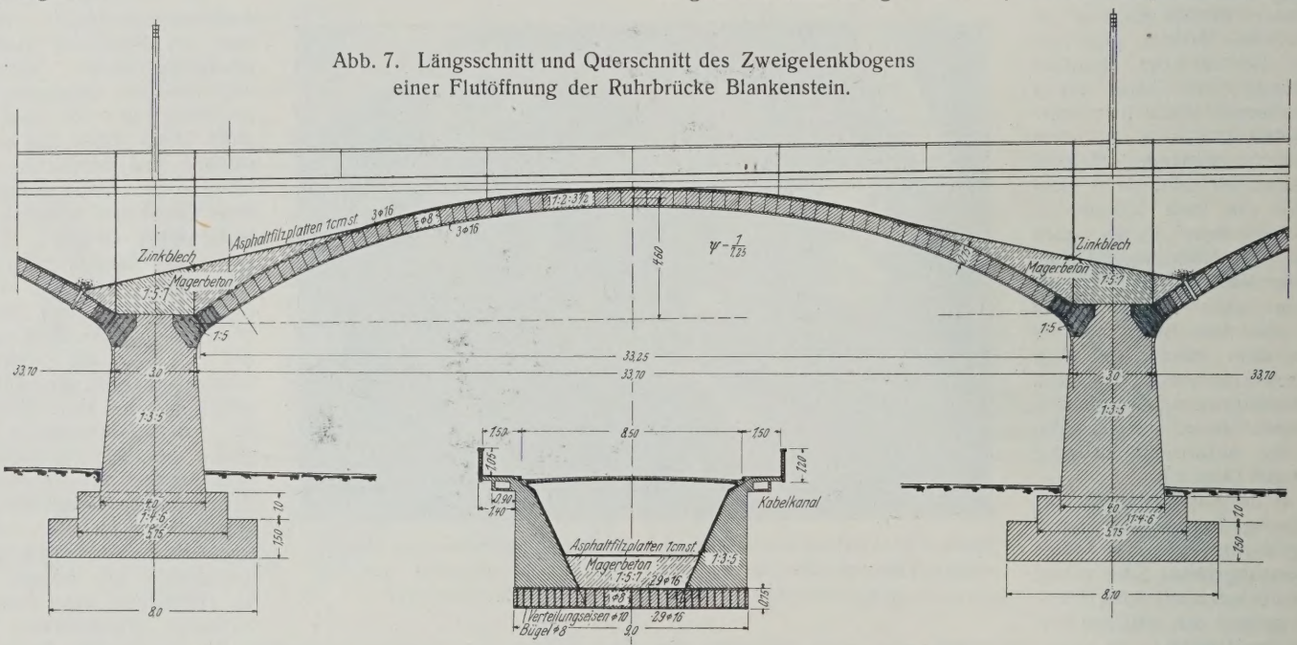
30,6 kg/cm² Zugspannung, dagegen beim Zweigelenkbogen nur 44,4 kg/cm² Druck- und 7,2 kg/cm² Zugspannung. Entgegen der Angabe von Melan zeigt sich hier, daß die Temperaturspannung im Scheitel beim Zweigelenkbogen noch nicht halb so groß wird wie beim eingespannten Bogen, und daß auch die Grenzwerte der Randspannungen im Scheitel beim Zweigelenkbogen wesentlich günstiger sind.

Die Zweigelenkbogen (Abb. 7) haben eine gleichbleibende Stärke von nur 75 cm. Die Bewehrung beträgt auf 1 m Breite 3 Rundeisen von 16 mm Durchm. oben und unten; sie ist nach praktischen Gesichtspunkten als Mindestbewehrung gewählt, unter die man nicht gut heruntergehen kann. Die größten Beanspruchungen sind 43,3 kg/cm² Druckspannung im Beton und 143 kg/cm² Zugspannung im Eisen. Wirtschaftlich stellte sich der Zweigelenkbogen hier auch noch etwas günstiger als der Dreigelenkbogen ohne oder mit Bewehrung; der unbewehrte Dreigelenkbogen hätte überdies eine viel unschönere Form erhalten, als der schlanke Zweigelenkbogen.

Zuggewölben das Festhalten an dem unbewehrten Dreigelenkbogen geführt hat. Zu jeder Brücke habe ich einen Gegenentwurf als Dreigelenkbogen mit Bewehrung ausgearbeitet (Abb. 9b, 11b u. 12b). Daß sich für diese bewehrten Gewölbe schwächere Abmessungen als für die reinen Stampfbetonbogen ergeben, ist ja selbstverständlich. Überraschend ist aber, wie bedeutend die Verringerung der Gewölbestärke und wie weitgehend die Verbesserung der Gewölbeform bei Anwendung einer nur mäßigen Bewehrung wird.

Beachtenswert ist weiterhin, daß mit der Erhöhung der Sicherheit hier auch noch ein erheblicher wirtschaftlicher Vorteil verbunden ist. Als Bewehrung ist in allen drei Fällen rd. 0,2 % gewählt, ein Prozentsatz, der bei einer ganzen Anzahl ausgeführter Eisenbetongewölbe angewandt worden ist und sich gut bewährt hat. Für Bügel und Verteilungseisen muß man als Zuschlag rd. 50 % der Hauptbewehrung rechnen, so daß die gesamten Eiseneinlagen rd. 0,3 % des Gewölbequerschnitts ausmachen.

Abb. 7. Längsschnitt und Querschnitt des Zweigelenkbogens einer Flutöffnung der Ruhrbrücke Blankenstein.



Der flache Dreigelenkbogen der Hauptöffnung (Abb. 8) ist noch ein Druckgewölbe mit geringer Anschwellung im Bogenviertel. Die Grenzwerte der Randspannungen im unbewehrt gedachten Gewölbe sind 38,5 kg/cm² und 2,3 kg/cm² Druckspannung. Zur Erhöhung der Sicherheit während der Bauausführung und zur Aufnahme künftiger Laststeigerungen ist die gleiche Bewehrung wie bei den Zweigelenkbogen eingelegt. Bei sämtlichen Bogen der Brücke haben die Eiseneinlagen außerdem die Aufgabe, eine Sicherung gegen die Mehrbelastung zu bilden, die in den Randzonen der Gewölbe durch die stark auskragenden Fußwege entsteht und die übrigens auch in dem Dreigelenkbogen rechnungsmäßig bereits Zugspannungen erzeugt. Die Verteilungseisen der Bewehrung sind überdies wertvoll zur Aufnahme von Zugspannungen in der Querrichtung der Gewölbe, wie sie durch die kragarmartige Wirkung der Stirnmauern zweifellos auftreten werden.

Geradezu als Notwendigkeit erweist sich die Kombination von Gelenken und Bewehrung bei den modernen gewölbten Eisenbahnbrücken, wobei in der Regel dem Dreigelenkbogen der Vorzug zu geben sein wird. Auf den *E*- und *N*-Strecken der Deutschen Reichsbahn sind alle Neu- und Umbauten für den schwersten Lastenzug *N* zubemessen, so daß heute die meisten unserer gewölbten Eisenbahnbrücken für diese hohe Verkehrslast zu konstruieren sind. Abb. 9a, 11a u. 12a zeigen drei Beispiele von solchen Brücken, die als unbewehrte Dreigelenkbogen für den Lastenzug *N* ausgeführt worden sind. Man erkennt daran, zu welch schweren, manchmal geradezu grotesken Gewölbeformen bei diesen ausgesprochenen

Während man im Eisenbetonbau im allgemeinen damit rechnet, daß 1 m³ Rundeisen einschließlich Biegen und Verlegen rd. das 50fache von 1 m³ fertig verarbeitetem Beton kostet, soll hier zwecks Einrechnung der Erschwernisse beim Betonieren und eines etwaigen Mehrverbrauches an Zement zur Sicherheit der Eisenpreis zum 70fachen des Betonpreises angenommen werden. Damit die Mehrkosten der Eisenbewehrung ausgeglichen werden, muß die Ersparnis an Beton also mindestens $0{,}3 \cdot 70 = 21$ %, bezogen auf das Ausmaß des Eisenbetongewölbes, betragen.

Bei den beiden ersten Beispielen ist mit einem Stoßzuschlag von rd. 30 % gerechnet, dafür sind in den ausgeführten unbewehrten Gewölben noch kleine Zugspannungen zugelassen; das dritte Beispiel ist ohne Stoßzuschlag und ohne Zulassung von Zugspannungen konstruiert. Die erste Brücke (Abb. 9a) hat 28,6 m Spannweite und $^1/_8$ Stich; sie besitzt Bleigelenke, und zwar liegt das Scheitelgelenk etwas exzentrisch, um die Form zu verbessern. Die Grenzwerte der Randspannungen sind $\sigma_d = 25{,}8$ kg/cm² Druck- und $\sigma_z = 2{,}6$ kg/cm² Zugspannung, die Fugenstärke d_m im Bogenviertel ist 2,0 m; für $\sigma_z = 0$ müßte sie sogar 2,5 m betragen. Für den Gegenentwurf als bewehrtes Gewölbe (Abb. 9b) ist eine zulässige Druckspannung von 40 kg/cm² zugrunde gelegt, die größte Eisenzugspannung beträgt bei einer symmetrischen Bewehrung von drei Rundeisen 25 mm Durchm. auf 1 m Breite nur $\sigma_e = 450$ kg/cm², die größte Druckspannung im Beton $\sigma_b = 39{,}5$ kg/cm². Die Gewölbestärke d_m vermindert sich auf

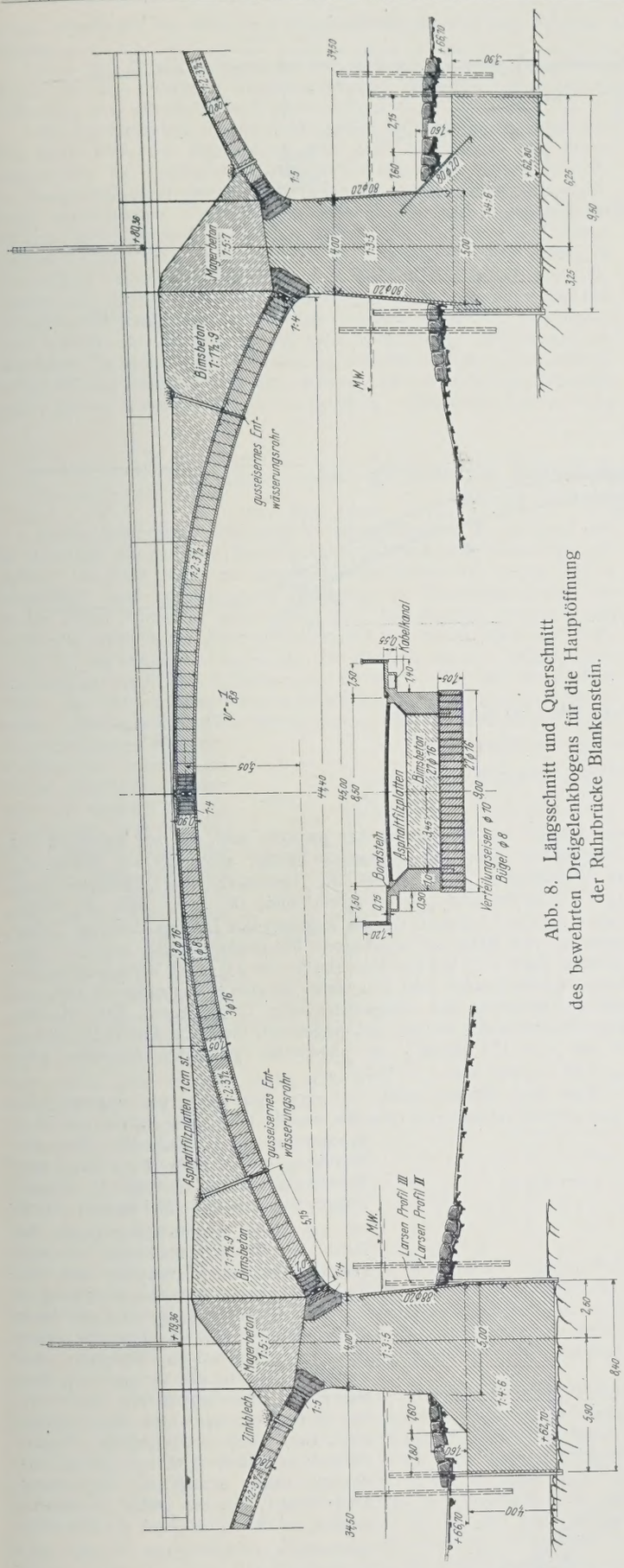


Abb. 8. Längsschnitt und Querschnitt des bewehrten Dreigelenkbogens für die Hauptöffnung der Ruhrbrücke Blankenstein.

1,4 m, außerdem wird der Stich ein wenig und die Gewölbeform sehr wesentlich verbessert. Die Betonersparnis beträgt 10% mehr, als zum Kostenausgleich nötig ist, und ferner wird das Lehrgerüst um 23,5% weniger belastet.

Wie man beim Entwurf eines solchen Eisenbetongewölbes nach meinen Erfahrungen am besten vorgeht, erläutert die graphische Darstellung (Abb. 10), die für die Brücke nach Abb. 9 die Abhängigkeit der Fugenstärke d_m von der im unbewehrt gedachten Gewölbe zugelassenen Betonzugspannung σ_z zeigt. Die Werte σ_z sind als Abszissen, d_m als Ordinaten aufgetragen, und man erkennt, daß mit steigendem σ_z die Werte d_m anfangs sehr stark, dann schwächer abnehmen. Die Zulassung auch nur einer kleinen Zugspannung ist also für die Verminderung der Gewölbestärke sehr wirksam. So hat die im ausgeführten Entwurf an-

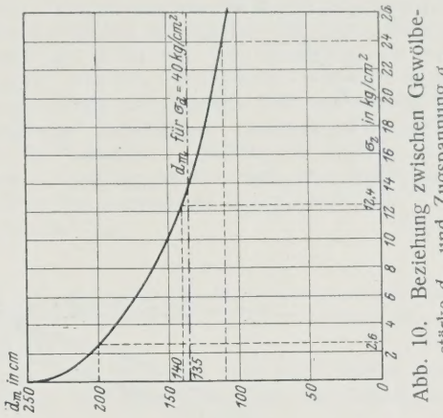


Abb. 10. Beziehung zwischen Gewölbestärke d_m und Zugspannung σ_z.

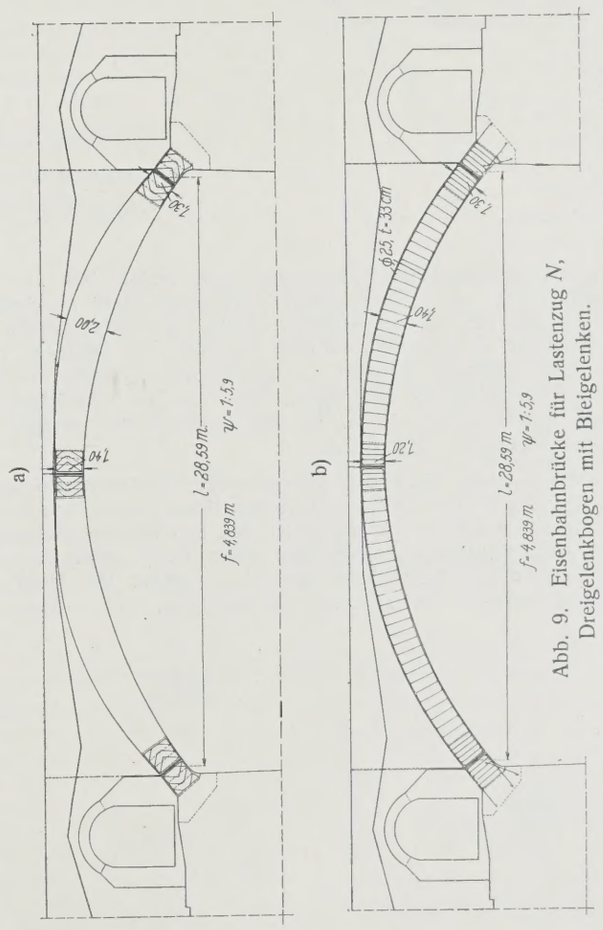


Abb. 9. Eisenbahnbrücke für Lastenzug N, Dreigelenkbogen mit Bleigelenken.
a) Ausgeführtes Stampfbetongewölbe. b) Gegenentwurf als bewehrtes Gewölbe.

genommene Zugspannung $\sigma_z = 2{,}6$ kg/cm² die Fugenstärke schon auf 2 m verringert gegenüber 2,5 m für $\sigma_z = 0$.[16]) Beim Entwurf des Eisenbetongewölbes ist es nun zweckmäßig, für das zunächst unbewehrt gedachte Gewölbe ein σ_z zu wählen, das ein etwas größeres d_m ergibt, als für die zugelassene Betondruckspannung erforderlich ist. Die für $\sigma_d = 40$ kg/cm² notwendige Gewölbestärke von 1,35 m ist in Abb. 10 als wagerechte strichpunktierte Gerade eingetragen, und es ist $\sigma_z = 12{,}4$ kg/cm² mit einem $d_m = 1{,}4$ gewählt. Hierzu gehört eine größte Betondruckspannung im unbewehrt gedachten Gewölbe von $\sigma_d = 37{,}6$ kg/cm². Dieses Vorgehen empfiehlt sich, damit man nicht etwa eine Druckbewehrung braucht,

[16]) Nach den Darlegungen weiter vorn ist es jedoch nicht ratsam, im unbewehrten Gewölbe Zugspannungen zuzulassen.

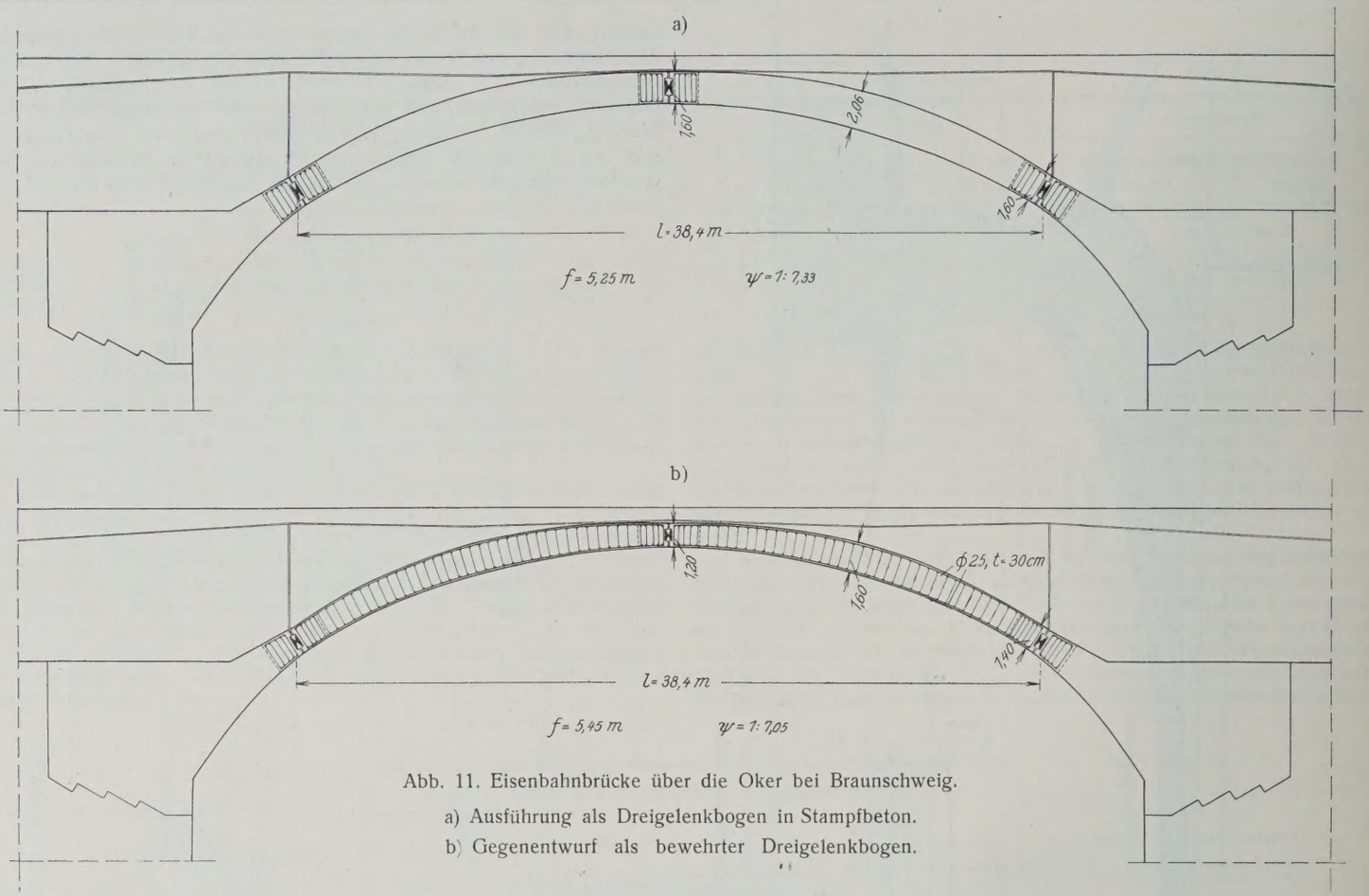


Abb. 11. Eisenbahnbrücke über die Oker bei Braunschweig.
a) Ausführung als Dreigelenkbogen in Stampfbeton.
b) Gegenentwurf als bewehrter Dreigelenkbogen.

die sehr rasch unwirtschaftliche Eisenquerschnitte ergibt. Wie man die Eisenbewehrung für den so bestimmten Gewölbequerschnitt zweckmäßig bemißt, soll hier nicht weiter behandelt werden. Es darf deswegen auf die vortrefflichen Ausführungen in dem Lehrbuch von Mörsch, „Der Eisenbetonbau" verwiesen werden; das gewöhnliche Verfahren zur Bemessung der Bewehrung für Biegung mit Achsdruck unter Ausschluß der Betonzugspannungen versagt ja bei den hier vorkommenden geringen Exzentrizitäten bekanntlich sehr häufig.

Die Abb. 11a zeigt die 38,4 m weit gespannte Okerbrücke bei Braunschweig, über die Möller 1926 im Deutschen Beton-Verein berichtet hat und für die ich selbst vor einigen Jahren den unbewehrten Dreigelenkbogen als Ausführungsform vorgeschlagen habe. Heute würde ich auch hier dem bewehrten Dreigelenkbogen den Vorzug geben. Die Gestalt des unbewehrten Bogens ist hier zwar nicht so ungünstig, weil er flacher ist und Scheitel und Kämpfer stärker gehalten sind, als zur Aufnahme der Gelenkdrücke nötig ist. Immerhin beträgt auch hier die Stärke d_m im Viertelpunkte 2 m, wobei die Grenzweite der Randspannungen $\sigma_d = 37{,}2$ kg/cm² und $\sigma_z = 1{,}7$ kg/cm² sind; für $\sigma_z = 0$ hätte die Bruchfuge ebenfalls 2,5 m stark werden müssen. Das für eine zulässige Druckspannung von 50 kg/cm² konstruierte Eisenbetongewölbe mit 0,2 % Bewehrung (Abb. 11b) hat nur eine Stärke von 1,6 m im Viertelpunkte, die Betonersparnis beträgt noch 5 % mehr, als zum Kostenausgleich nötig ist, und die Belastung des Lehrgerüstes wird 21 % kleiner. Die zulässige Betondruckspannung ist hier voll ausgenutzt, die größte Eisenzugspannung ist nur $\sigma_z = 174$ kg/cm²; im unbewehrt gedachten Gewölbe wäre $\sigma_d = 49{,}1$ kg/cm² und $\sigma_z = 10$ kg/cm².

Das letzte Beispiel (Abb. 12a) zeigt besonders, wie ungünstig die Form solcher unbewehrten Gewölbe werden kann. Die Brücke von 34 m Spannweite und $^1/_6$ Stich führt über den Werkkanal eines Kraftwerkes. Die größte Betondruckspannung beträgt in diesem Zuggewölbe nur $\sigma_d = 29{,}4$ kg/cm². Nicht nur die starke Anschwellung gegen die Mitte der Bogenschenkel hin ist unangenehm, sondern namentlich auch die flache Krümmung der inneren Leibung in der Gegend der Bruchfuge und der Knick im Scheitel, so daß das Gewölbe einen fast sprengwerkartigen Charakter bekommt. Hier ist die Verbesserung von Bogenform und Bogenstärke durch die Bewehrung besonders ins Auge fallend (Abb. 12b). Die ursprüngliche Fugenstärke von 2,05 m wird auf 1,35 m verringert; dabei beträgt die Bewehrung etwas über 0,2 %, die größte Druckspannung $\sigma_b = 43{,}8$ kg/cm² und die Eisenzugspannung $\sigma_e = 330$ kg/cm², sodaß also auch hier noch eine gute Reserve für Laststeigerungen vorhanden ist. Im unbewehrt gedachten Gewölbe ergäbe sich hier $\sigma_d = 44$ kg/cm² und $\sigma_z = 12{,}4$ kg/cm². Die Betonersparnis ist hier sogar 39 %, das ist 18 % mehr, als zum Kostenaus-

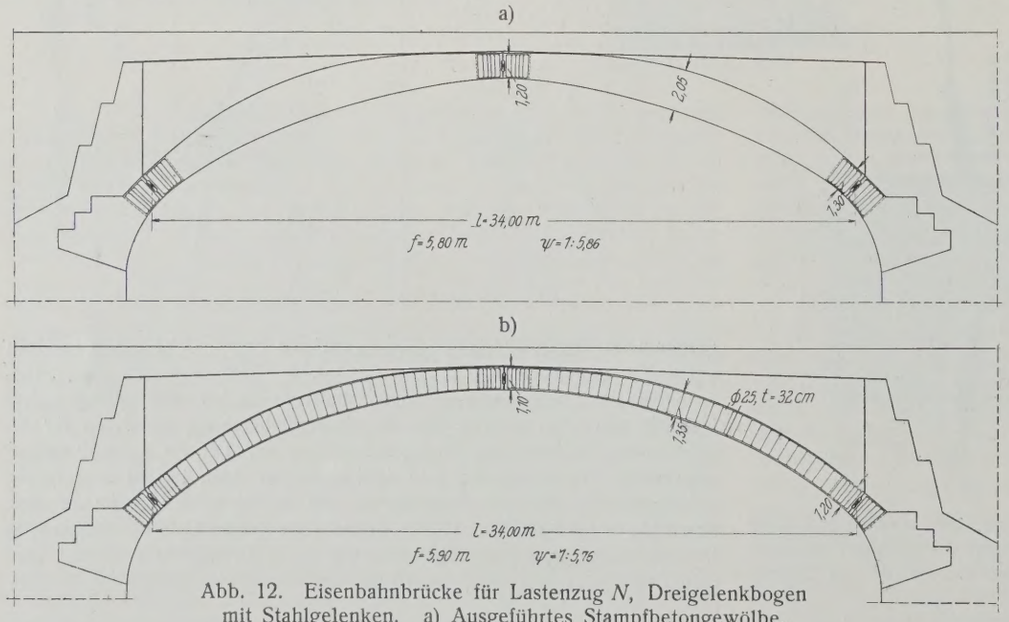


Abb. 12. Eisenbahnbrücke für Lastenzug *N*, Dreigelenkbogen mit Stahlgelenken. a) Ausgeführtes Stampfbetongewölbe. b) Gegenentwurf als bewehrtes Gewölbe.

gleich erforderlich ist, und die Lehrgerüstbelastung wird um 28% vermindert.

Diese drei Beispiele zeigen deutlich, daß der bewehrte Dreigelenkbogen für die modernen Eisenbahnbrücken erhebliche konstruktive, ästhetische und wirtschaftliche Vorteile bietet.

Als Gesamtergebnis meiner Ausführungen ist folgendes festzustellen: Die große Linie der Entwicklung geht ohne Zweifel von der Steinbrücke über das Betongewölbe zum Eisenbetonbogen. Dabei liegt es mir fern, mich etwa grundsätzlich gegen den unbewehrten Dreigelenkbogen auszusprechen. Er wird seine Bedeutung behalten, namentlich für flachere Straßenbrücken, die Druckgewölbe sind und in verkehrsarmer Gegend liegen. Aber man sollte seine Anwendung doch künftig in Deutschland erheblich einschränken und sich beim Entwurf gewölbter Brücken weit häufiger als bisher für Gelenke und Bewehrung entscheiden. Wirtschaftliche Erwägungen dürfen dabei nicht in erster Linie maßgebend sein, sondern die Überlegung, daß man hierdurch die Möglichkeit hat, die äußere Erscheinung der Gewölbe zu verbessern, sich gegen Zufälligkeiten bei der Bauausführung zu schützen und vor allem die Sicherheit gegen spätere Laststeigerungen zu erhöhen. Gewölbte Brücken sind immer Bauten auf lange Sicht. Für sie ist der Begriff der Sicherheit so zu fassen, daß sie auch einer künftigen Entwicklung des Verkehrs weitgehend Rechnung tragen müssen. Man soll hier auf die Vorteile der Bewehrung nicht verzichten, selbst wenn dadurch auch hin und wieder einige Mehrkosten beim Bau entstehen. So gewiß Sicherheit und Wirtschaftlichkeit die beiden Pole sind, nach denen sich unser konstruktives Denken und Handeln zu richten hat, so gewiß bleibt uns doch die Sicherheit das oberste Gesetz.

Nachschrift. Zurzeit wird eine 70 m weit gespannte gewölbte Eisenbahnbrücke über den Regen bei Blaibach im Bayer. Wald erbaut. Wie vor kurzem entschieden worden ist, wird dieses Bauwerk nicht mehr, wie ursprünglich geplant, als reiner Stampfbeton-Dreigelenkbogen ausgeführt werden. Vielmehr erhält das Gewölbe jetzt auf meinen Vorschlag hin nach den vorstehend entwickelten Gesichtspunkten eine Rundeisenbewehrung, um die Sicherheit zu erhöhen und künftige Laststeigerungen zu berücksichtigen. Diese Brücke wird nach ihrer Vollendung die weitestgespannte gewölbte Eisenbahnbrücke Deutschlands sein.

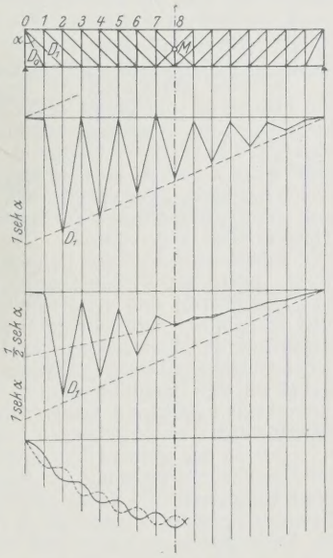
München, im Mai 1927. Spangenberg.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur genaueren Berechnung zweifacher Fachwerke.

Von Prof. Dr. **Friedrich Hartmann,** Wien.

In der „Bautechnik“ 1926, Heft 36, haben Dipl.-Ing. E. Schmidt und E. Hennigs die genauere Berechnung eines zweifachen Fachwerkes gegeben. Ich habe mich mit diesem System schon vor vielen Jahren beschäftigt, weil es damals in Österreich für Eisenbahnbrücken von 45 bis 100 m Stützweite sehr beliebt war. Das Ergebnis meiner Untersuchungen wurde in der „Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst“ 1909, Heft 29, veröffentlicht. Es wurde ein dreifach statisch unbestimmter Paralleträger nach Abb. 1 untersucht. Es zeigte sich, daß die Einflußlinien, die man aus dem Näherungsverfahren mit Zerlegung in Teilfachwerke erhält, ziemlich genau richtig wären, wenn der Kreuzungspunkt M der Mittelstreben mit dem Mittelständer unvernietet bliebe. Das Fachwerk wäre dann nur zweifach statisch unbestimmt. Das wäre für die Eigengewichtswirkung der Fall, wenn man, wie üblich, die Strebenkreuzungspunkte erst nach Ausrüstung der Brücke vernietet. Abb. 2 zeigt die Einflußlinie für D_1 bei unvernietetem Mittelknoten, also im zweifach statisch unbestimmten Fachwerk. Die Einflußlinien aller Ausfachungstäbe sind ähnlich. Sie zeigen durchaus starke, über die ganze Trägerlänge vorhandene Zickzackform. Wenn also etwa Knotenlasten nur in jedem zweiten Knoten stehen, dann sind fast nur die Ausfachungstäbe des belasteten Teilfachwerkes gespannt, die des anderen nahezu spannungslos. Dieser Fall kann angenähert eintreten, wenn die Resultierenden aus den Lokomotivlasten eine Entfernung gleich der halben Knotenweite haben, was leicht der Fall sein kann. Würde man dann die Näherungsberechnung so durchführen, daß man die Querkräfte zur Hälfte gleichmäßig beiden Teilfachwerken zuweist, so wäre dies grob falsch.



Für die Verkehrsbelastung kommt aber stets der vernietete Mittelknoten M, also das dreifach statisch unbestimmte Fachwerk in Frage. Dann sind die Verhältnisse, wie meine Untersuchung ergab, etwas besser. Die Einflußlinien der Streben und Ständer haben zwar auch noch starke Zickzackform, aber nur in jener Trägerhälfte, in der der Stab liegt. In der anderen Hälfte verlaufen die Einflußlinien fast geradlinig (Abb. 3), was sich auch in Abb. 8 u. 9 des Aufsatzes von Schmidt und Hennigs zeigt. Das ist so auffallend, daß es wünschenswert ist, die Ursache zu wissen. Diese muß natürlich in der Vernietung des Mittelknotens M liegen. Das sieht man auch ein, da der Mittelknoten die Teilfachwerke in diesem einen Punkt verbindet. Steht die Last in der Trägerhälfte, in der der Stab liegt, dann wirkt sie noch immer unmittelbar auf das eine Teilfachwerk, das durch sie belastet wird; daher entstehen bei Wanderung der Last die starken Sprünge in der Einflußlinie. Steht aber die Last in der anderen Trägerhälfte, dann geht die Wirkung auf die Hälfte, der der Stab angehört, über den Mittelknoten und verteilt sich daher darüber hinaus ziemlich gleichmäßig auf die Teilfachwerke, so daß die Einflußlinie fast geradlinig verläuft.

Alle diese Erscheinungen sind zwar recht interessant, aber an sich nicht allzu wichtig. Sehr wichtig aber ist eine Folgeerscheinung der ungleichmäßigen Strebenbelastungen, die ich in meinem Aufsatze sehr gründlich behandelt habe. Wenn ein Lastenzug über die Brücke fährt, dessen Einzellasten eine Entfernung gleich der doppelten Knotenweite haben, dann werden, wie man aus den Einflußlinien der Ausfachungstäbe entnehmen kann, einmal die des einen, dann wieder die des anderen Teilfachwerkes, also stets wechselnd, mehr belastet. Daraus folgt, daß bei gelenkigen Knotenpunkten die des gerade belasteten Teilfachwerkes sich immer stärker senken als die des anderen. Es entsteht also eine zickzackförmige Biegelinie, wobei aber immer, wenn der Lastenzug um ein Feld weitergeschritten ist, die Zacken durchschlagen; d. h., die Punkte, die eben noch tiefer lagen als die anderen, gehen in die Höhe und umgekehrt. Die Fachwerkknotenpunkte heben und senken sich abwechselnd (Abb. 4). Wegen der starren Knoten entstehen durch dieses Atmen der Brücke große Biegungsspannungen, deren Sinn überdies ständig wechselt. Bei einer Brücke mit unvernietetem Mittelknoten wäre das natürlich noch viel schlimmer und könnte zum Einsturz führen. Aber auch bei vernietetem Knoten können bei geringem Eigengewicht, schweren Lastenzügen mit ungünstigen Radständen hinsichtlich der Knotenweite die Nebenspannungen sehr hoch werden. Ich habe mich später, angeregt durch einen Aufsatz von Patton in der „Ztschr. f. Ingenieurwesen“, Hannover 1902, den ich erst nach 1909 kennen lernte, mehr mit den Nebenspannungen beschäftigt. Patton hat die Nebenspannungen einer russischen Brücke nach Art der Abb. 1 berechnet und für die mittleren Gurte 293% der Hauptspannungen gefunden! Bei dieser Brücke treffen allerdings die ungünstigsten Verhältnisse zusammen, aber bei solchen Nebenspannungen darf man doch nicht mehr ruhig bleiben. Eine Nachrechnung durch mich ergab, daß Patton den großen Einfluß der Vernietung des Mittelknotens übersehen und das Fachwerk als zweifach statisch unbestimmt berechnet hat. Daher berechnete ich die Nebenspannungen für das dreifach statisch unbestimmte Tragwerk und fand bei dem österreichischen Belastungszug, Norm I, für den Höchstwert der Nebenspannungen in den Mittelgurten 180% der Hauptspannung. Der gleiche Lastenzug ergäbe bei unvernietetem Mittelknoten 240%. Dies ist in meinem Aufsatze „Über die Erhöhung der zulässigen Materialinanspruchnahme“ in der „Ztschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver.“ 1919 enthalten, wo ich die Nebenspannungen überhaupt sehr ausführlich behandelte. Eine Ergänzung dazu ist in derselben Zeitschrift 1923 unter der Überschrift „Die großen Arbeiten der Schweizer Brückenbauingenieure auf dem Gebiete der Nebenspannungen“ zu finden. In diesem Aufsatze ist auch der Einfluß der Knotensteifigkeit auf die Durchbiegungen und Nebenspannungen behandelt. Im vorliegenden Tragwerk werden diese auch geringer werden, als die Rechnung mit gelenkigen Knoten ergibt.

Die Brückenform nach Art der Abb. 1 ist also am besten ganz zu verwerfen, und ich hoffe, daß sie nirgends mehr ausgeführt wird. Unter günstigen Verhältnissen, besonders bei sehr großen Stützweiten, bei denen die Verkehrslast dem Eigengewicht gegenüber zurücktritt, kann ja die Wirkung eine bessere sein; bei größeren Brücken führte man auch gewöhnlich in den Mittelfeldern mehrere Gegenstreben aus, wodurch die Teilfachwerke in mehr als einem Punkte verbunden sind und wahrscheinlich etwas besser zusammenarbeiten als sonst. Schmidt und Hennigs haben nun ein Fachwerk mit drei Gegenstreben behandelt (fünffach statisch

unbestimmt). Die zwei Einflußlinien, die in Abb. 8 u. 9 dargestellt sind, lassen allerdings keine sonderlich günstige Wirkung erhoffen, doch kann man daraus noch keine sicheren Schlüsse ziehen, da die Einflußlinien der übrigen Ausfachungstäbe nicht angegeben sind. Wenn die berechnete Brücke noch tatsächlich besteht, wäre vielleicht die Fortführung der Rechnung, die Ermittlung der Biegelinien und Nebenspannungen und dann auch die Kontrolle durch unmittelbare Messung empfehlenswert. Andernfalls wäre es aber schade um die Zeit, die für die Rechnungen erforderlich ist. Denn Brücken dieser Art wird man wohl kaum mehr neu ausführen, da man stets bessere Tragwerkformen, die noch den Vorteil der statischen Bestimmtheit haben, zur Auswahl hat.

Wien, im Oktober 1926.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 10. Juni ausgegebene Heft 11 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Gewerbeschulhaus in Rostock. — E. Wedepohl: Die Siedlungen der Gemeinnützigen Aktiengesellschaft für Wohnungsbau in Köln. (Schluß). — Dipl.-Ing. A. Lion: Ein englisches Stahl-Wohnhaus-Bauverfahren.

Tagung des Verwaltungsrates der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom 28. bis 31. Mai in Berlin. Die Bilanz für das Jahr 1926 schließt nach Bestreitung sämtlicher Lasten einschließlich der Reparationszahlungen mit einem Reingewinn aus 1926 von rd. 55 Mill. R.-M. ab, aus dem die Dividende von 7 % der Vorzugsaktien in Höhe von 40,4 Mill. R.-M. zu zahlen ist. Das Gesamtergebnis des Geschäftsjahres 1926 wird als zufriedenstellend bezeichnet; nach der Depression im ersten Halbjahr belebte sich im zweiten Halbjahr, zusammenfallend mit dem Ausbruch des englischen Bergarbeiterstreiks, der Verkehr wieder. Nach dem bisherigen Verlauf des Jahres 1927 darf eine normale Entwicklung der Verkehrseinnahmen erwartet werden.

Die Technische Hochschule Darmstadt hat im Anschluß an die bestehende „Vereinigung von Freunden der Technischen Hochschule zu Darmstadt, E. V." eine neue „Gruppe der früheren Studierenden der Technischen Hochschule" gegründet. Sie bittet die früheren Studierenden der Technischen Hochschule Darmstadt, ihre Anschriften dem unterzeichneten Vorstande zu übermitteln. Auf Wunsch werden die Satzungen und die Unterlagen über die Tätigkeit der Vereinigung zugesandt werden.

Der Vorstand: Prof. Dr. E. Berl. Prof. H. Kayser.

Straßenbautagung in Leipzig. Gelegentlich der diesjährigen Leipziger Herbstmesse (28. August bis 3. September) wird vom 31. August bis 2. September eine Tagung für Straßenbau und Straßenverkehr stattfinden, und zwar unter wissenschaftlicher Leitung von Geheimrat Prof. Dr.-Ing. Brix, Charlottenburg, und des Ministerialrates Dr.-Ing. Speck, Dresden. Hauptsächlich sind Besichtigungen von Straßendecken und praktische Vorführungen von Straßenbaumaschinen geplant; wissenschaftliche Vorträge werden am 31. August gehalten.

Eine neue Havelmündung. Die jüngsten Überschwemmungen im unteren Havelgebiet gaben nach der D. A. Z. den Anlaß zur Vorbereitung von Maßnahmen, durch die die Hochwassergefahr in Zukunft gemindert werden könnte. Die Überschwemmungen rühren hauptsächlich daher, daß das Wasser der Havel den letzten Teil des Flusses vor der Mündung in die Elbe nicht schnell genug durchströmen kann. Demzufolge tritt in dem unteren Havellauf eine starke Wasserstauung auf, wodurch die Ufer überschwemmt werden.

Zur Abhilfe ist die Verlegung der Havelmündung vorgeschlagen worden. Von der Flußbiegung bei dem Dorfe Nitzow ab soll ein im spitzen Winkel in die Elbe verlaufender Kanal gebaut werden, der ein schnelles Abfließen des Hochwassers ermöglichen soll (s. Abb.). Dadurch wird allerdings der Wasserstand der Elbe stoßweise so sehr gesteigert, daß in der Gegend der Mündung des Kanals in die Elbe eine Erhöhung der Flußdeiche nötig wird. Ferner muß berücksichtigt werden, daß der Wasserstand der Havel in gewöhnlichen Zeiten auf einer für die Schiffahrt erforderlichen Höhe bleibt, deshalb ist der Einbau von Schleusen in den Kanal vorgesehen. Ebenso muß die alte Mündung der Havel durch eine Schleuse geschlossen werden.

Genaue Einzelheiten dieses Planes sind bisher noch nicht ausgearbeitet; der Plan ist vielmehr noch Gegenstand eingehender Beratungen zwischen dem Reichsverkehrsministerium, dem Landwirtschaftsministerium, den Vertretern der betroffenen Provinzen und den Fachkreisen. Vor allem muß auch geprüft werden, ob die aufzuwendenden Mittel (es wurden Ziffern in Höhe von 30 bis 50 Millionen R.-M. genannt) die Rettung des bedrohten Gebietes gewährleisten oder ob es andere, billigere Wege gibt, um in Zukunft schwere Hochwasserschäden von dem Mündungsgebiete der Havel fernzuhalten.

Eine Kabelhängebrücke über den mittleren Hudson im Bau. (457,2 m Mittelöffnung.) Noch ist nicht ein Jahr seit der Verkehrsübergabe der Delawarebrücke zwischen Philadelphia und Camden vergangen, und schon ist mit einer neuen, fast ebenso großen Kabelhängebrücke über den oberen Hudson begonnen worden, ein Beweis, welche Beachtung diese Bauart in den Vereinigten Staaten von Amerika findet.

Die neue Brücke liegt etwa 120 km oberhalb von New York, auf halbem Wege nach Albany und verbindet „Poughkeepsie" links des Hudson mit dem gegenüberliegenden Ufer (Abb. 1). Die neue Brücke, die ausschließlich dem Straßenverkehr dienen wird, befindet sich gerade dort, wo ein überlasteter Fährverkehr eine mangelhafte Verbindung zwischen mehreren stark benutzten Automobilstraßen bildet. Die ersten Pläne einer Brücke an dieser Stelle stammen bereits aus dem Jahre 1855, und weitere Pläne sind seitdem immer wieder aufgetaucht.

Vor allem sind es die ungünstigen Bodenverhältnisse im Flußbett, die zur Vermeidung kostspieliger Pfeilergründungen zu den gewählten großen Spannweiten drängen, was natürlich auch dem regen Schiffsverkehr sowie dem starken Frühjahrshochwasser zugute kommt. Eine große Mittelöffnung von 457,2 m und zwei Seitenöffnungen von je 228,6 m Spannweite (1 : 2 : 1) sind vorgesehen. (Bei der Delawarebrücke 219,3 m : 523,4 m : 219,3 m = 1 : 2,4 : 1). Die lichte Durchfahrtöffnung über MW in Brückenmitte beträgt 39,77 m auf eine Länge von 228,6 m. Auch hier werden nur zwei paralleldrähtige Hauptkabel im Abstande von 15,7 m und Hängeseile entsprechend einer Feldteilung von 6,35 m aus gezogenem Drahtstahl mit einer Bruchfestigkeit von 15 050 kg/cm² gewählt. Jeder Einzeldraht hat einen Durchmesser von 0,48 cm, das fertige Gesamthauptkabel einen Durchmesser von ungefähr 44,45 cm. Die Herstellung geschieht nach dem besonders in Amerika vielfach angewandten Freiluftspinnverfahren. Die über die Schellen der Haupttragkabel mit einer Schleife geführten Hängeseile sind an dem oberen Ende des Pfostens an den Außenseiten des Versteifungsträgers in bekannter Weise mit Vergußköpfen und durch Unterlagplatten nachstellbar befestigt. Da stark zusammengedrängte Einzellasten, wie z. B. die von Lokomotivachsen nicht auftreten, ist für den Versteifungsträger keine allzugroße Steifigkeit erforderlich. Die beiden, nur 6,10 m hohen Versteifungsträger aus Siliziumstahl mit steigenden und fallenden Schrägen sind in jeder Öffnung als Träger auf zwei Stützen ausgebildet.

In Höhe der Untergurte liegen die Querträger in 6,35 m Abstand, die Obergurte sind gegen seitliches Ausknicken in jedem Felde rahmenartig gegen die Querträger abgesteift. Zwischen den Längsträgern spannt sich die 9,14 m breite, vierspurige, 17,8 cm dicke Eisenbetonfahrbahn, mit den seitlich 1,22 m weit auskragenden Fußwegen (Abb. 2). Zahlreiche Dehnungsfugen, zwei davon auch in Brückenlängsrichtung verlaufend, sind vor allem zur Aufnahme der Spannungen infolge der Durchbiegungen des Hauptsystems angeordnet.

Abweichend von der Delawarebrücke sind die Haupt- und Umlenktürme sowie die Verankerungen ausgebildet. Die Haupttürme (Abb. 3) aus Siliziumstahl sind als am Fußpunkt eingespannte Kragträger berechnet und ausgebildet; ihre geringe Breite in Brückenrichtung hat eine gewisse Elastizität der Turmspitzen zur Folge und bezweckt unter Vermeidung jeder Gelenkausbildung gleichsam eine bewegliche Auflagerung der Tragkabel auf den Hauptturmsätteln. Auch weisen die 85,34 m hohen Haupttürme einen leichteren Querverband als die der Delawarebrücke auf und machen daher einen gefälligen Eindruck.

Der an den steilen Ufern anstehende Fels ermöglicht eine Verankerung der Hauptkabel ohne große, als Gegengewicht erforderliche Betonfundamente. Nach Umlenkung der Kabel auf verhältnismäßig kurzen aber sehr kräftigen Eisenbetonpfeilern werden die in Augenstabketten aufgelösten Hauptkabel in Ankerträgern verankert, die ihre Auflagerkräfte unmittelbar auf den gewachsenen Felsen am Ende der langen Ankerstollen übertragen (Abb. 4). Diese Stollen werden nach beendetem Bau mit Beton ausgestampft und daher für spätere Besichtigung unzugänglich.

Als Gründung der Strompfeiler dienen schwimmend an die Baustelle gebrachte Eisenbetonkasten von 40,24 × 16,46 m Grundfläche (Abb. 5). Das Absenken geschieht nicht unter Anwendung von Luftdruck, sondern durch Bodenaushub unter Wasser mit Greifbaggern, die auf der oberen Arbeitsbühne aufgestellt sind. Der Senkkastenquerschnitt ist in 23 einzelne, durchgehende Zellen aufgelöst; die äußeren 16 Zellen mit Schneiden am Fußende dienen als Arbeitskammern, die 7 inneren, unten geschlossenen Taschen zum Beschweren, mit Beton entsprechend dem Baufortschritt allmählich aufgefüllt. Diese Bauart wird drüben bei sehr tiefen Fundierungen vielfach verwendet, wenn ein zu hoher Luftdruck infolge zu großer Absenkungstiefe eine Luftdruckgründung sehr schwierig, wenn nicht gar unmöglich macht. Nach dem Ergebnis der Probebohrungen hofft man in rd. 40 m Tiefe den Fels im Flußbett zu erreichen.

Die Gesamtlänge einschließlich der in Abb. 1 dargestellten Rampen (Neigung rd. 3,7 %) beträgt rd. 1,3 km. Die Baukosten sind auf 25 Mill. R.-M. (ausschließlich Grunderwerb und Ostrampe) veranschlagt, wovon 12 Mill. R.-M. auf den Überbau der Stromöffnungen entfallen. Die Bauzeit ist auf zwei Jahre festgelegt.

Der Erbauer ist der von der Delawarebrücke her rühmlich bekannte Ingenieur Ralph Modjeski und sein Mitarbeiter D. E. Moran, von denen der Verfasser dieses Berichtes Entwurfzeichnungen und sonstige Unterlagen in New York erhalten hat. Dr.-Ing. R. Bernhard.

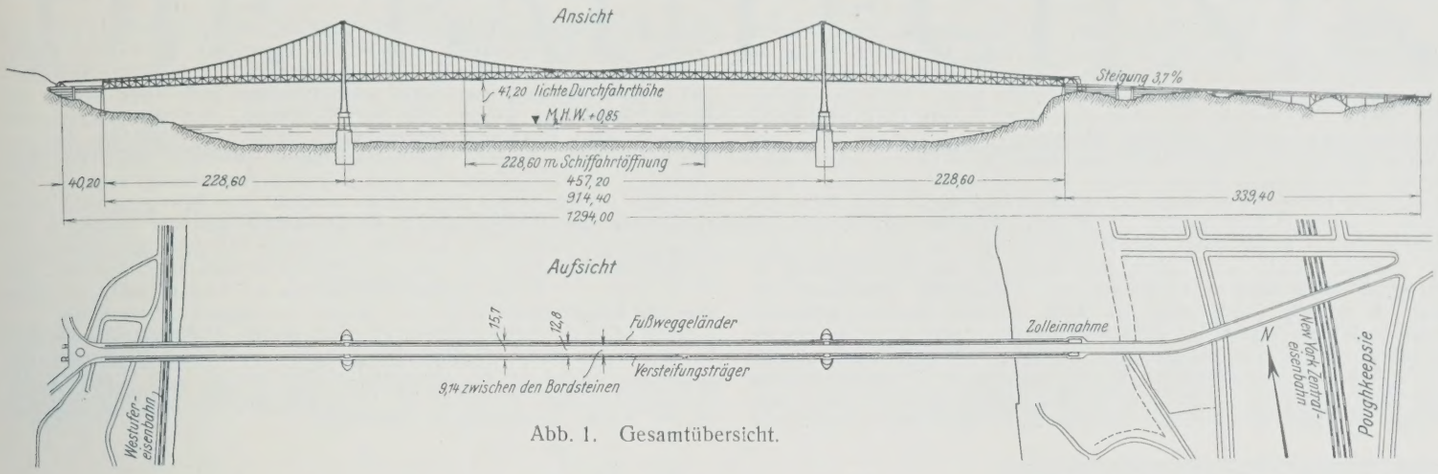


Abb. 1. Gesamtübersicht.

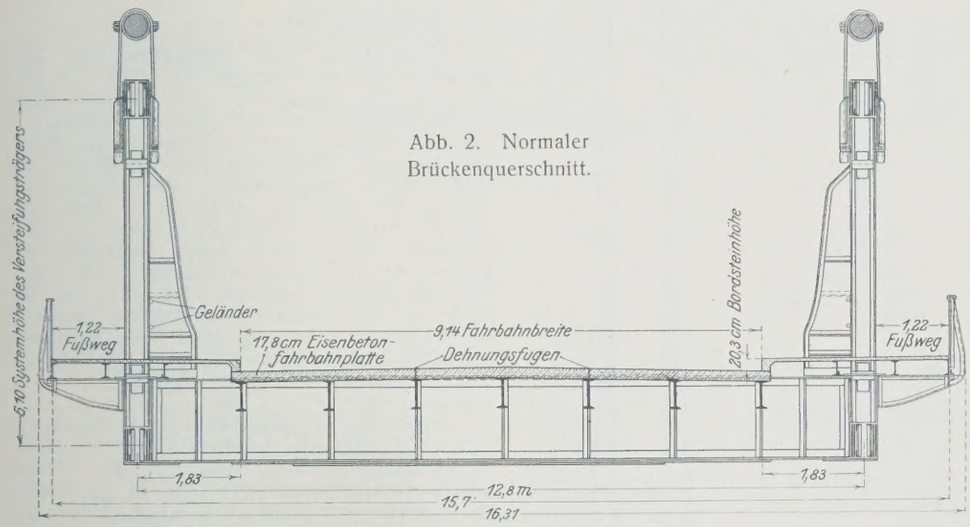


Abb. 2. Normaler Brückenquerschnitt.

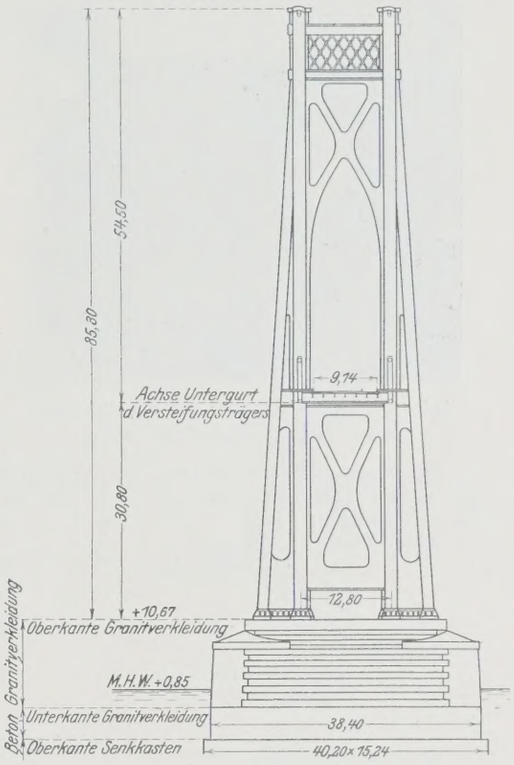
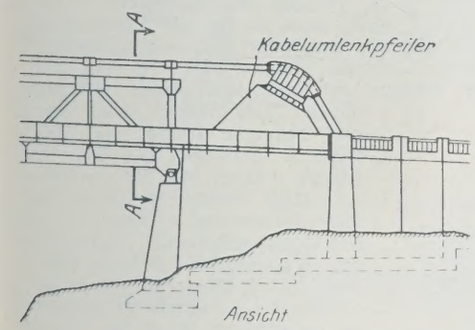
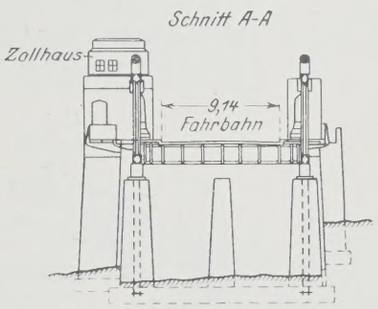
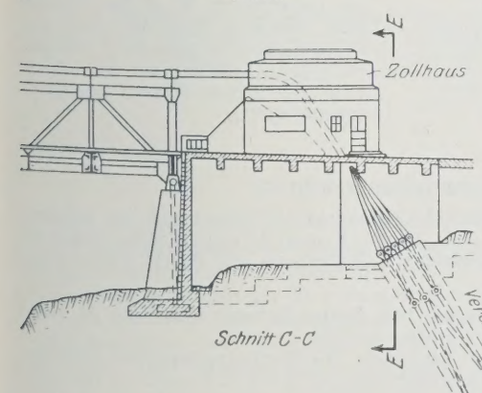
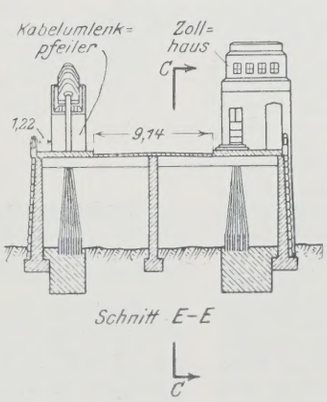


Abb. 3. Hauptturm. Ansicht quer zur Brückenachse.









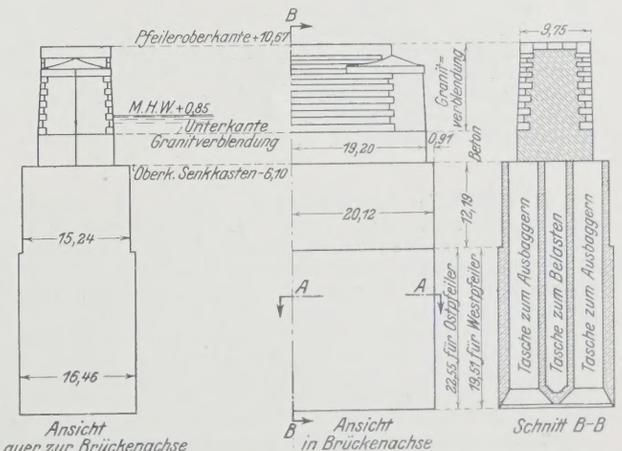


Abb. 4. Östliches Verankerungswiderlager.

Abb. 1 bis 5. Eine Kabelhängebrücke über den mittleren Hudson im Bau.

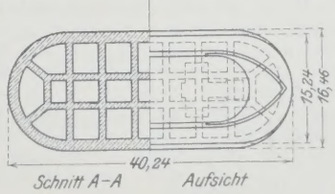


Abb. 5. Hauptturm. Pfeiler-unterbau.

Versuche an beschädigten und mit Eisenbeton ummantelten Eisenträgern wurden in der Versuchsanstalt der Universität Columbus (Ohio) vorgenommen, um zu ermitteln, inwieweit durch eine solche Ummantelung die frühere Festigkeit erzielt werden kann. Nach dem Bericht von Prof. J. R. Shank in Eng. News-Rec. vom 7. April 1927 wurden für die Messungen benutzt genietete Blechträger von 52,3 cm (21") und I-Walzträger von 61 cm (24") Höhe, von denen die ersteren etwa 40 Jahre alt, die letzteren etwas jünger waren; das Trägheitsmoment des Trägerquerschnitts betrug 54 760 bezw. 85 300 cm⁴ (1300 bezw. 2087 Zoll⁴). Die Träger wurden in den Drittelpunkten belastet; beobachtet wurden die Durchbiegungen in der Mitte, die Formänderungen an Beton und Träger im Obergurt, sowie von Träger und Rundeisen der Ummantelung im Untergurt. Es wurden je 8 genietete und 8 Walzträger untersucht, von denen je 4 nach 7 und nach 28 Tagen belastet wurden, und zwar waren in jeder Versuchsreihe 1 Träger ohne Ummantelung, 1 Träger mit 2" starker Schutzbetonhaut ohne Eiseneinlage, und endlich 2 Träger mit der in Abb. 1 u. 2 dargestellten rundeisenbewehrten Betonummantelung versehen. Außerdem wurden — zu Vergleichszwecken — zwei neue I-Träger der Bethlehem-Steel-Co. mit und ohne Ummantelung untersucht.

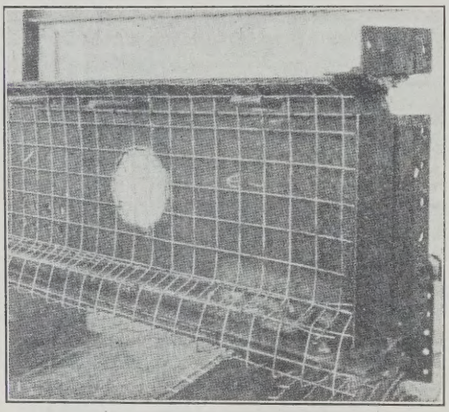


Abb. 1. Alter Walzträger mit Verstärkungs-Bewehrung vor dem Torkretieren.

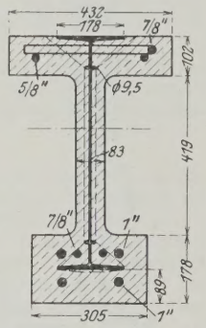


Abb. 2. Querschnitt des neubewehrten und ummantelten Trägers.

Der Einfluß der Ummantelung bei den alten Trägern sowohl wie bei den beiden neuen war sehr erheblich und ist aus den nachfolgenden Zahlen erkennbar:

Alte genietete Träger	Höchstlast	
ohne Ummantelung	38 240	kg
einfache „	74 570	„
bewehrte „	102 355 103 376	„
Alte Walzträger		
ohne Ummantelung	66 636	kg
einfache „	—[1])	
bewehrte „	—[1]) 148 935	„
Neue Walzträger		
ohne Ummantelung	63 925	kg
einfache „	100 700	„

Das Haften des Spritzbetonüberzuges an den Trägern blieb in allen Fällen und bis zum Aufbringen der Höchstlasten gut. Bei den mit bewehrter Ummantelung versehenen Trägern konnte in einigen Fällen die Beanspruchung bis auf das Doppelte der für das nichtummantelte Profil rechnungsmäßig anzunehmenden gesteigert werden. Die Hauptfrage, ob die Spritzbetonummantelung als ein zuverlässiges Verstärkungsmittel für Eisenbauteile anzusehen ist, ist daher nach der Auffassung von Shank zu bejahen. Ki.

Schwenkbare Schlagbaumschranken. Die Sicherung schienengleicher Straßenübergänge macht sowohl in Europa wie in Amerika den dafür verantwortlichen Stellen manche Sorge. In Amerika sind freilich Schranken zu diesem Zweck noch eine Ausnahme, trotzdem oder vielleicht gerade deshalb hat man dort nach „Railway Signalling", Febr. 1927, neuerdings eine eigenartig angeordnete Schranke für die Kreuzung von Straße und Eisenbahn ersonnen, die probeweise an einem Übergang in der Nähe von Chicago eingebaut ist, der täglich von etwa 50 Zügen befahren wird.

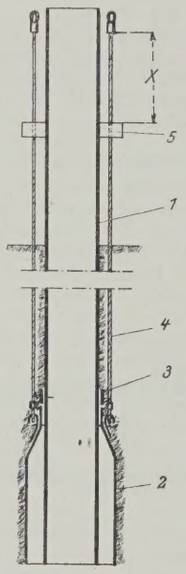
Die Länge der beiden Schlagbäume ist gleich der halben Straßenbreite; sie stehen zu beiden Seiten der Eisenbahn je rechts in der Fahrtrichtung der Straßenfahrzeuge. Der Fahrer eines der Kreuzung sich nähernden Kraftwagens sieht also bei geschlossener Schranke deren Bäume sich in voller Breite über die Straße erstrecken. Sollte er zwischen den Schranken eingefangen werden, so kann er in einer scharfen S-Kurve vorwärtsfahrend aus dem Gefahrbereich der Eisenbahn entkommen. Er kann aber auch geradeaus weiterfahren und die Schranke auf diese Art nach vorwärts schwenken, denn sie ist nicht nur um eine wagerechte Achse aufklappbar, sondern auch um eine senkrechte Achse schwenkbar. Der durchfahrende Wagen kann sie also beiseite drücken, und zwei Schraubenfedern führen sie dann in die Lage parallel zur Bahn zurück. Sollte der Schlagbaum sich gerade in dem Augenblick senken, in dem ein Wagen unter ihm durchfährt, so löst sich, wenn der Baum das Verdeck des Wagens berührt und sich seiner Bewegung so ein Hindernis entgegenstellt, eine Kupplung nach dem Antrieb; dieser läuft zwar weiter, der Baum bleibt aber stehen, bis der Widerstand, den das Verdeck des Wagens seiner Bewegung entgegensetzt, dadurch beseitigt ist, daß der Wagen aus dem Bereich des Schlagbaumes entwichen ist. Die Nachgiebigkeit der Schlagbäume in beiden Richtungen beseitigt auch die Gefahr, daß sie vom Sturm abgebrochen werden. Ihre Bewegung wird durch Gleisströme selbsttätig gesteuert; sollten sie infolge einer Störung in der Verschlußlage bleiben, so kann der Übergang trotzdem von Kraftwagen in Gegenkrümmungen mit Vorsicht befahren werden, weil die Arme, wie beschrieben, nur je die halbe Straßenbreite, auf beiden Seiten der Bahn versetzt, versperren.

Auf den Schlagbäumen sitzen eine Anzahl Signallampen, die fünf Sekunden, ehe die Schließbewegung beginnt, mit Blinken anfangen und so lange leuchten, bis der Übergang wieder frei ist. Die Voreilung des Blinkens vor dem Schließen der Schranken ist eine wertvolle Warnung für die Führer herannahender Kraftwagen. Wkk.

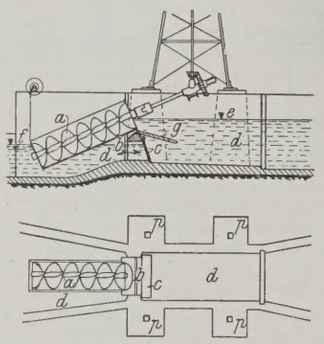
[1]) Nicht zu Ende geführt.

Patentschau.

Vorrichtung zum Herstellen von Ortpfählen. (Kl. 84c, Nr. 434 261 vom 8. 2. 1924 von Société anonyme des anciens Etablissements E. Zublin & Cie. in Straßburg.) — Um bei Herstellen von Ortpfählen zu vermeiden, daß für jede Pfahlstärke ein besonderes mit einer Muffe ausgestattetes Vortreibrohr notwendig ist, wird die Muffe 2 am Ende des Vortreibrohrs 1 verschiebbar gelagert und ihre Bewegung nach unten durch beiderseits des Vortreibrohres vorgesehene Seilzüge 4 oder starre Führungsschienen begrenzt, die unten an der Muffe und oben unter Vermittlung von Laschen 5 am Vortreibrohr befestigt sind; die Bewegung der Muffe nach oben wird durch einen Anschlagring 3 begrenzt.



Gerinne für Schöpfwerke. (Kl. 84a, Nr. 438 218 vom 24. 9. 1925 von Friedrich Köster in Heide in Holstein.) — Das Fundament des Schöpfwerkes wird so ausgebildet, daß es gleichzeitig die Aufgabe des Stauwerkes erfüllt, indem das Gerinne z. B. vor der Wasserschnecke so tief ausgeführt wird, wie es für die Entwässerung auf natürlichem Wege notwendig ist, und unter dem Schneckenausguß hindurchgeführt. Unter letzterem werden Klappen oder Tore eingebaut, die sich beim Abfluß des Wassers auf natürlichem Wege selbsttätig öffnen. Das Wasser wird durch eine Schnecke *a* über den Querträger *b* gefördert, an dem die Klappe *c* hängt, die das Gerinne *d* selbsttätig verschließt, wenn der Außenwasserstand *e* höher ist als der Innenwasserstand. Ändern sich die Wasserstände derart, daß *f* höher wird als *e*, so öffnet sich die Klappe *c*, und das Wasser fließt auf natürlichem Wege ab. Durch eine Zunge *g* wird das von der Wasserschnecke geförderte Wasser so geführt, daß es auf das selbsttätig abfließende Wasser beschleunigend wirkt.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsverkehrsministerium. Es wurden ernannt: Oberregierungs- und -baurat Paxmann und Regierungsbaurat Rudolf Schmidt zu Ministerialräten; Regierungs- und Baurat Krieg zum Oberregierungsbaurat.

Preußen. Der Regierungs- und Baurat Schuster in Köln ist zum Oberregierungs- und -baurat ernannt worden.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Wilhelm Weyher (Eisenbahn- und Straßenbaufach) und Georg Schumacher (Wasser- und Straßenbaufach).

INHALT: Aufbereitungsanlagen für Schotterbeton. — Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken. (Schluß.) — Zur genaueren Berechnung zweifacher Fachwerke. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Tagung des Verwaltungsrates der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom 28. bis 31. Mai in Berlin. — Technische Hochschule Darmstadt. — Straßenbautagung in Leipzig. — Neue Havelmündung. — Kabelhängebrücke über den mittleren Hudson im Bau. — Versuche an beschädigten und mit Eisenbeton ummantelten Eisenträgern. — Schwenkbare Schlagbaumschranken. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 24. Juni 1927. Heft 28

Der Umbau der Murgbrücke bei Rastatt, km 96,9 der Badischen Hauptbahn.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Knittel**, Karlsruhe.

I. Einleitung.

Die Badische Hauptbahn verläuft von Heidelberg über Basel nach Konstanz dem Rheintal entlang und kreuzt eine größere Anzahl von Wegen und von Wasserläufen, die dem Rhein zufließen. Von diesen sind die bedeutendsten die Untere Murg und die Kinzig. Bei den zahlreichen Brückenumbauten und Verstärkungen, die in den letzten Jahren auf der Strecke bis Basel nötig wurden, handelt es sich um kleinere Bauwerke, deren Umbau während des Betriebes nichtsdestoweniger manche schwierige Aufgabe stellte; nur die Murgbrücke und die Kinzigbrücke überspannen Wasserläufe von mehr als 60 m Durchflußweite.

Die im Jahre 1926 durchgeführte Verstärkung der Kinzigbrücke bei Offenburg, deren zwei eingleisige Überbauten von 64,5 m Stützweite aus dem Jahre 1883 stammen und von Engeßer entworfen sind, beschränkte sich auf die Streben, die Endrahmen und die Schwellenträger und wurde in herkömmlicher Weise unter jeweiliger Sperrung eines Gleises durchgeführt. Der Umbau der Murgbrücke bei Rastatt mit drei Öffnungen von 29,5 m Stützweite und vier Gleisen dagegen fällt durch die Besonderheiten des Bauwerks aus dem üblichen Rahmen heraus und soll daher näher dargestellt werden.

II. Geschichte und Anordnung des bisherigen Bauwerks.

Die alte Brücke wurde im Zusammenhang mit der Verlegung des Bahnhofes Rastatt, an den sie unmittelbar südlich anschließt, in den Jahren 1893/94 erbaut und im April 1894 in Betrieb genommen. Ihre Anordnung ist aus Abb. 1 zu ersehen. Sie trägt vier Gleise, die beiden Hauptbahngleise und westlich davon die beiden Gleise der Strecke Rastatt—Wintersdorf. Wie im Bahnhof Rastatt, so liegen auch auf der Brücke die Gleise in Bogen, konzentrischen Kreisbogen von je 4,5 m Abstand mit Halbmessern von 797,75 bis 811,25 m. Die beiden Bahnachsen haben 800 und 809 m Halbmesser. Die Fluchten der Widerlager und die der beiden Zwischenpfeiler sind gleichlaufend und bilden daher mit den Tangenten der Gleisachsen verschiedene Winkel. Zwischen der Tangente der Bauwerkachse und den Widerlagerfluchten beträgt der Winkel auf der rechten Murgseite 87° 22′ 30″, auf der linken Murgseite 80° 57′ 25″. Jede Öffnung wird durch einen zusammenhängenden Überbau mit fünf gleichlaufenden, zwischen den Gleisen liegenden Hauptträgern von 4,5 m Achsenabstand und 29,5 m Stützweite überbrückt. Die fünf Auflager liegen jeweils auf einer zur Widerlager- bezw. Pfeilerflucht gleichlaufenden Geraden. Das Maß der Schiefe ist daher über jeder Öffnung ein anderes. Die Hauptträger sind als Fachwerkträger mit parabelförmig gekrümmtem Obergurt und gekreuzten Streben ausgebildet, deren Systemhöhe in der Mitte 3,5 m, an den Enden 0,8 m beträgt. Die Querträger laufen senkrecht zu den Hauptträgerachsen durch. Es konnten daher nur die drei in der Brückenachse liegenden Hauptträger symmetrisch ausgebildet werden. An den übrigen wurden die kleineren vollwandig ausgeführten Endfelder ungleich lang. Die Fahrbahnlängsträger liegen

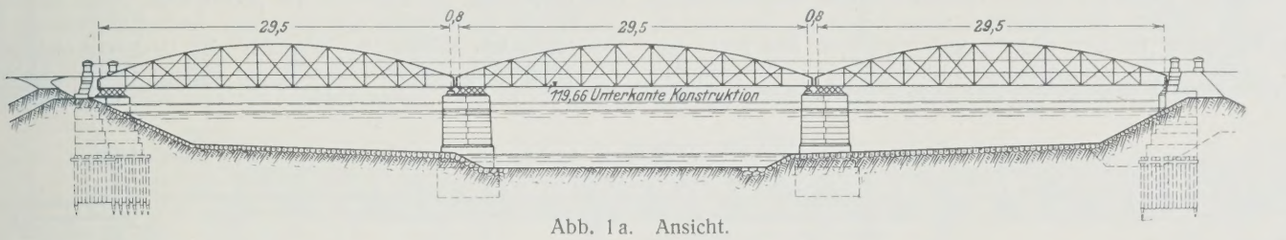


Abb. 1a. Ansicht.

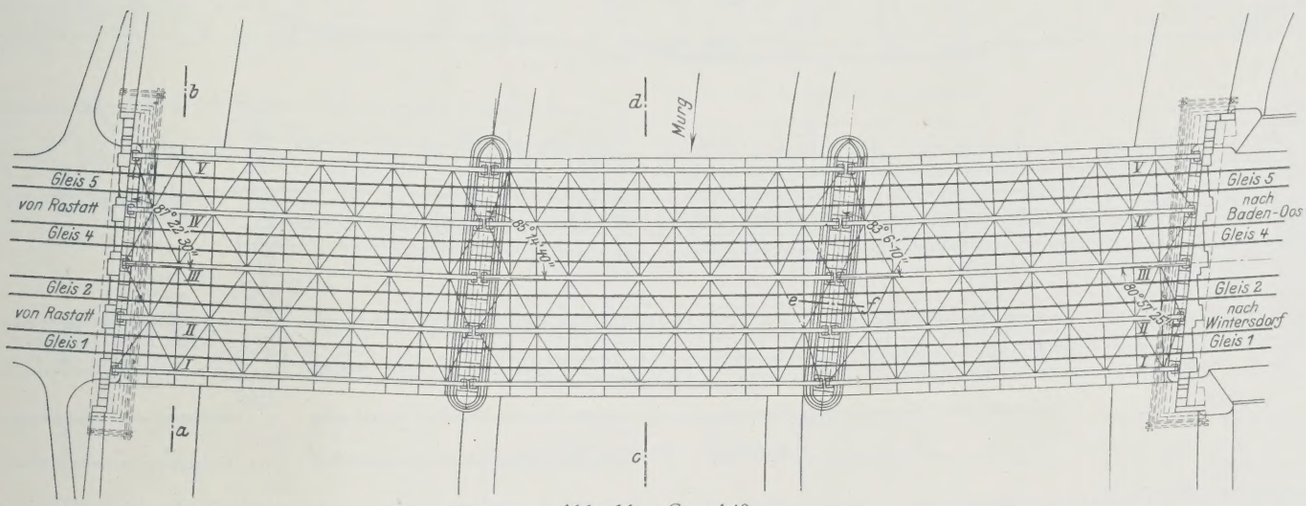
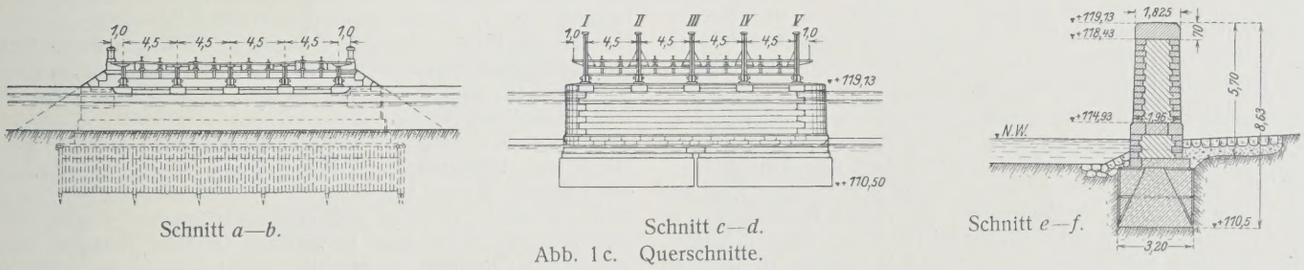


Abb. 1b. Grundriß.



Schnitt *a—b*. Schnitt *c—d*. Schnitt *e—f*.

Abb. 1c. Querschnitte.

Abb. 1. Ursprüngliches Bauwerk.

unmittelbar auf den Querträgern, die Schienen durch Vermittlung von keilförmigen Unterlagplatten, also ohne Querschwellen, auf den Längsträgern.

Die Gewichte der Überbauten betragen:

606 t Schweißeisen,
20 t Gußeisen,
4 t Flußstahl,
zusammen 630 t.

Die Murgbrücke ist wohl eine der letzten Eisenbahnbrücken in Deutschland, die in Schweißeisen ausgeführt wurden. Ausführende Brückenbauanstalt war die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Zweiganstalt Gustavsburg.

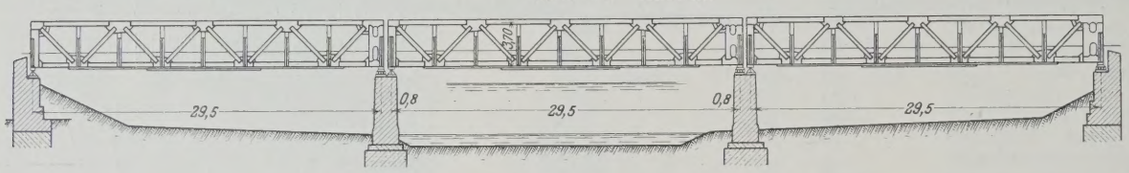
III. Gründe und Gesichtspunkte für den Umbau.

Die beschriebenen Überbauten genügen rechnungsmäßig im allgemeinen dem Lastenzug H und bedurften daher vor Einführung der Lokomotive P 10 auf der Hauptbahn einer Verstärkung. Eine solche wäre für den Lastzug E nach einer vorläufigen Untersuchung ausführbar gewesen, hätte sich aber auf sämtliche Teile erstrecken müssen, insbesondere wäre eine vollständige Änderung der Fahrbahn nötig gewesen, deren Anordnung sich nicht bewährt hatte. Schon im Jahre 1898 wurden zahlreiche lose Niete festgestellt, im Jahre 1900 mußten bereits 1048 Niete erneuert werden. Im Jahre 1917 wurden Anrisse an den Gurtwinkeln der Schienenlängsträger an den Auflagerstellen festgestellt. Seitdem waren jährlich größere Ausbesserungsarbeiten erforderlich. In den letzten Jahren war monatelang eine Kolonne an der Arbeit, um Niete an der Fahrbahn zu erneuern und angerissene Teile zu decken oder auszuwechseln. Durch den vorübergehenden Verkehr der Lokomotive P 10 im Jahre 1924 nahmen die Schäden unter den Hauptbahngleisen erheblich zu.

Den Ausschlag für die Wahl einer vollständigen Erneuerung der Überbauten unter den Hauptbahngleisen an Stelle einer Verstärkung gab der geringe Abstand der Hauptträger, der zwischen den Achsen 4,5 m und zwischen den 36 cm breiten Gurtungen nur 4,14 m betrug, so daß infolge der Gleiskrümmung die Umgrenzung des lichten Raumes in einer Breite von 4 m nur gerade gewahrt blieb, die bei Neubauten frei zu haltenden Spielräume von 20 cm aber größtenteils durch die Hauptträger in Anspruch genommen waren. Bei dem Neubau sollten größere Änderungen an den Widerlagern und Pfeilern vermieden werden. Der Platz für die neuen Überbauten war dadurch sehr beengt, und das bisherige System der fünf zusammenhängenden Hauptträger mußte verlassen werden. Abgesehen von seinen sonstigen Nachteilen, hätte es einen Abstand zwischen den äußersten Hauptträgerachsen von mindestens $4 \times 4{,}9 = 19{,}6$ m, statt wie bisher $4 \times 4{,}5 = 18$ m beansprucht, für den die Länge der Pfeiler nicht ausgereicht hätte, und bei dem das Auseinanderziehen der äußeren Gleise große Schwierigkeiten und weitgehende und kostspielige Änderungen des Gleisplans im Bahnhof Rastatt verursacht hätte. Dieselben Gründe, nur in noch verstärktem Maße, verboten die an sich erwünschte Anordnung von selbständigen Überbauten für jedes Gleis. Es mußten daher zweigleisige Überbauten für jede Bahnstrecke gewählt werden, wobei sich unter möglichster Einschränkung der Breitenabmessungen Hauptträgerachsabstände von 8,7 m innerhalb eines Überbaues und von 1,2 m zwischen den benachbarten Überbauten ergaben, also Abstände zwischen den äußersten Hauptträgern von $2 \times 8{,}70 + 1{,}20 = 18{,}60$ m. So konnten die äußersten Hauptträger gerade noch auf den Pfeilern untergebracht und größere Verschiebungen der äußeren Gleise vermieden werden, während die inneren Gleise auf 3,5 m Achsabstand an die äußeren herangeschoben werden mußten, was ohne wesentliche Verschlechterung des Gleisplans möglich war.

Bei der geringen Pfeilerstärke wäre es erwünscht gewesen, die Hauptträger über die drei Öffnungen durchlaufen zu lassen und dadurch die Pfeiler nur in der Mitte zu belasten, zumal viel größere Auflagerdrücke aufzunehmen sind als bisher. Setzungen der Pfeiler waren bisher nicht beobachtet worden und sind wohl auch künftig nicht zu erwarten; aus diesem Grunde hätten daher keine Bedenken gegen durchlaufende Träger ohne Gelenke bestanden. Gegen solche Träger sprach aber die Notwendigkeit, die Temperaturverschiebungen über zwei Öffnungen hinweg durch bewegliche Lager auszugleichen und dabei die Hauptträger über den Auflagern im Grundriß mit Rücksicht auf die Gleiskrümmung zu knicken; die Verschiebungsrichtungen der beweglichen Lager wären daher auf jedem Widerlager und Pfeiler anders gewesen. Sie hätten wohl für gleichmäßige Temperaturänderungen bestimmt werden können; bei ungleichen Temperaturänderungen hätten sich aber Zwängungen ergeben, die durch die Einwirkung des Befahrens der gekrümmten Gleise in verschiedenen Richtungen noch verstärkt worden wären. Anderseits hätte die Anordnung von Gelenken infolge des Wechsels der Hauptträgerrichtung an den Übergangstellen von einer Öffnung zur anderen Schwierigkeiten gemacht, die wohl zu lösen gewesen wären, die aber doch die Entwurfbearbeitung wesentlich verzögert hätten. Man entschloß sich daher, obwohl eine der am Wettbewerb beteiligten Brückenbauanstalten die Ausführung als durchlaufende Träger, freilich ohne ausgearbeitete Vorschläge, anbot, zu getrennten Überbauten für jede Öffnung in Form von Parallelträgern, die die einfacheren Werkstatt- und Aufstellungsarbeiten für sich hatten und bei denen sich auch spätere Änderungen, Hebungen oder Verschiebungen, leichter ausführen lassen.

Abb. 2a. Ansicht.



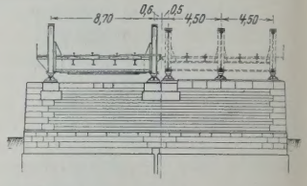


Abb. 2c. Querschnitt.

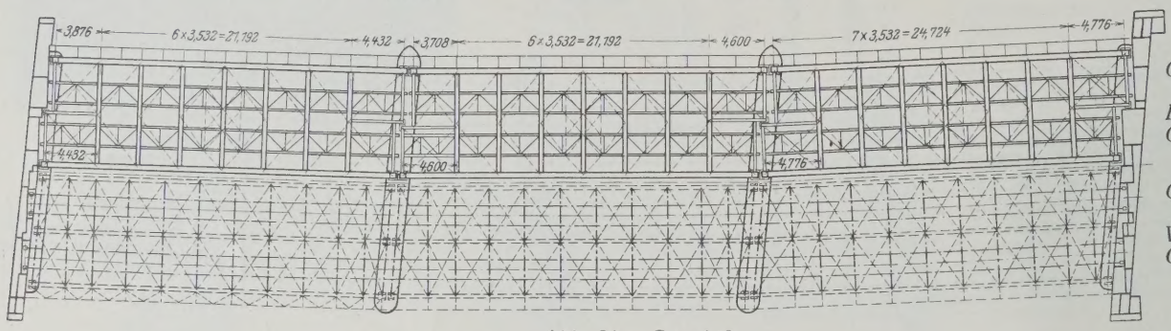


Abb. 2b. Grundriß.

Abb. 2. Jetziges Bauwerk.

Das äußere Aussehen der alten Brücke war durch die gleichen Abstände der flachgekrümmten Hauptträgergurte recht günstig. Sollte die neue Brücke in ihrer Umgebung einigermaßen befriedigen, so durfte sie nicht zu sehr hervortreten und mußte klar gegliedert sein, daher mußte die Höhe der Hauptträger in mäßigen Grenzen gehalten, und mußten gekrümmte Gurtungen vermieden werden; denn hierbei wären durch die Schiefe und die ungleichen Hauptträgerabstände sehr ungünstig wirkende Überschneidungen entstanden.

IV. Anordnung der neuen Überbauten.

Die Anordnung der neuen für den Lastzug N berechneten Überbauten ist in Abb. 2 u. 3 sowie in den Lichtbildern, Abb. 4 bis 7, dargestellt. Vorläufig sind nur die Überbauten unter den Gleisen der Hauptbahn ausgewechselt, die Überbauten der Strecke Rastatt—Wintersdorf werden bis auf weiteres beibehalten, da die Einführung schwererer Lokomotiven als der bisherigen verkehrenden G 12 auf dieser Strecke zunächst nicht beabsichtigt und der Verkehr nicht stark ist. Die geschilderten Schäden an der Fahrbahn sind hier in weit geringerem Maße aufgetreten als unter den stark befahrenen Gleisen der Hauptbahn.

Die neuen Überbauten, die 29,5 m Stützweite, wie die alten, 3,7 m Systemhöhe und 8,7 m Hauptträgerabstände erhielten, zeigen Besonderheiten im Querschnitt der Hauptträgerobergurte sowie in der Ausbildung der Endfelder und der Endrahmen.

Der Hauptträgerachsabstand von 8,7 m konnte nur durch möglichst knappe Bemessungen der Breite des Obergurtes eingehalten werden. Um

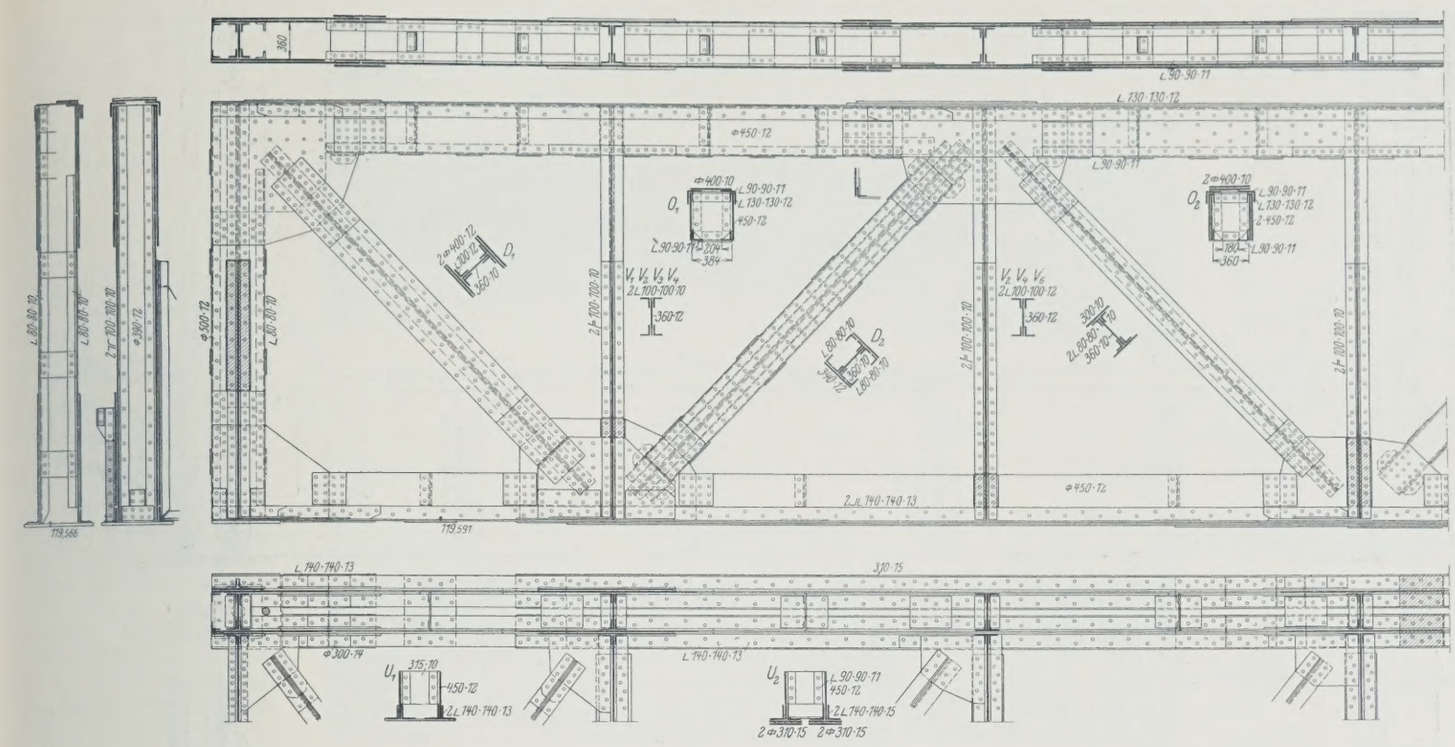
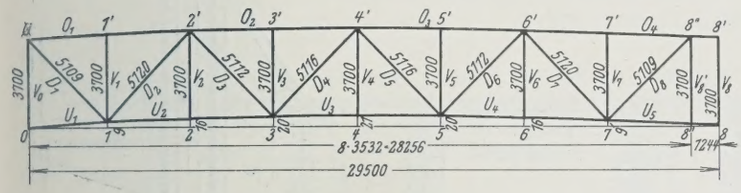


Abb. 3a. Hauptträger. Öffnung III.



hierbei ausreichende Seitensteifigkeit zu erreichen, wurde es nötig, die Gurtwinkel nach innen zu legen, was für die Zugänglichkeit der Innenflächen und für das Schlagen mancher Niete nicht gerade günstig ist. Jedoch hat sich der lichte Abstand der gegeneinander stehenden unteren wagerechten Schenkel mit mindestens 180 mm als ausreichend erwiesen, um sämtliche Teile der Innenflächen erreichen und auch die ungünstigsten Niete schlagen zu können.

Die oberen Gurtwinkel wurden mit der Innenseite der Schenkel an die Außenseite der Stegbleche gelegt, um die bei der umgekehrten Anordnung entstehenden ungedeckten Fugen zwischen Stegblech und Winkeln zu vermeiden. Damit die Fuge zwischen der Ausrundung des Winkels und der Oberkante des Stegbleches zugänglich bleibt, wurde diese schräg nach innen abgehobelt.

Die Anordnung des Obergurtquerschnitts in üblicher Form wäre nach dem Vorschlag einer der am Wettbewerb beteiligten Brückenbauanstalten möglich gewesen, wenn die Systemhöhe statt zu 3,7 m zu rd. 5 m gewählt worden wäre, wobei die oberen Gurtungen über die 3,05 m über S.-O. liegende Ecke der Umgrenzung des lichten Raumes gekommen wären und in der Breite den nötigen Spielraum erhalten hätten. Diese große Systemhöhe erschien jedoch für die Rahmensteifigkeit der offenen Brücke und auch für das Aussehen nicht günstig. Zur Anordnung

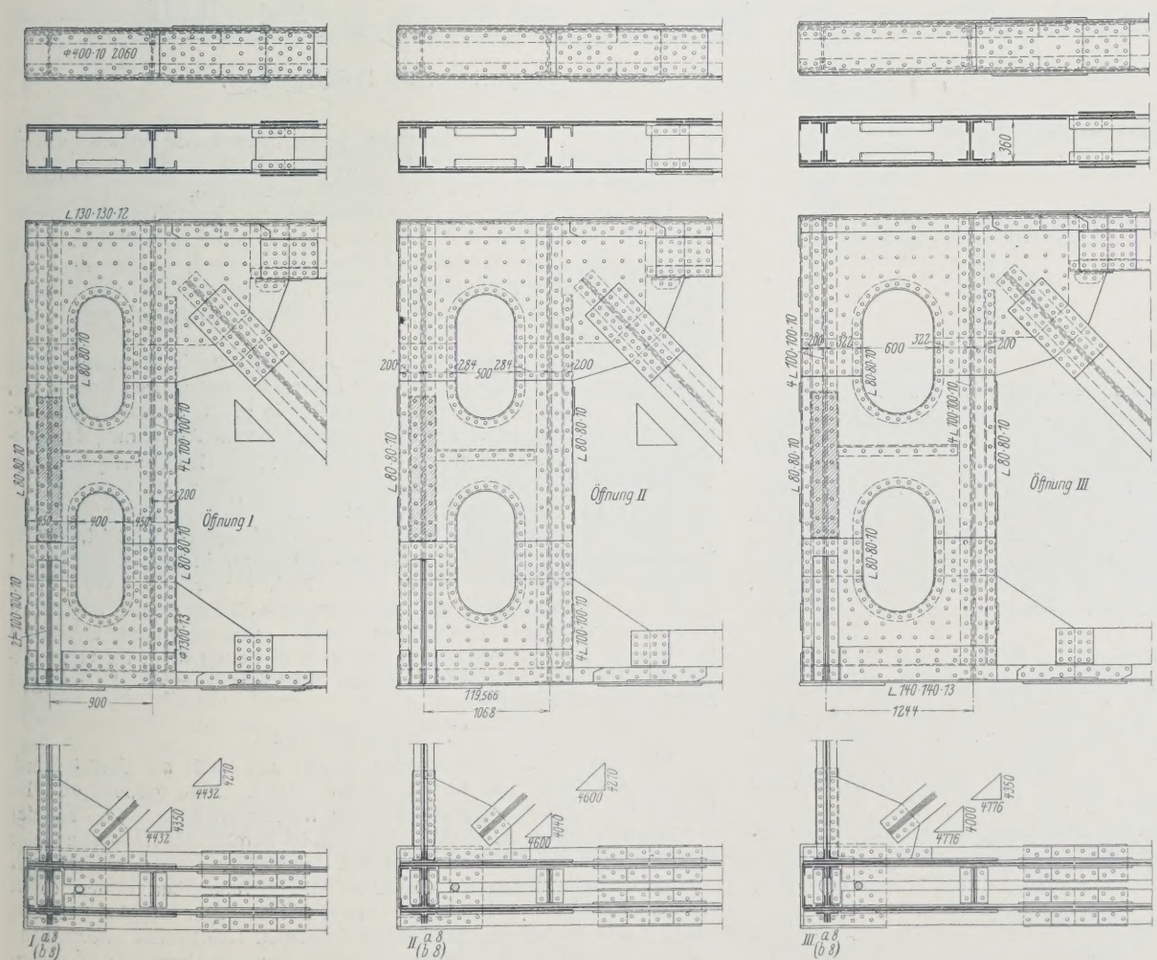


Abb. 3b. Rahmenförmige Endfelder.

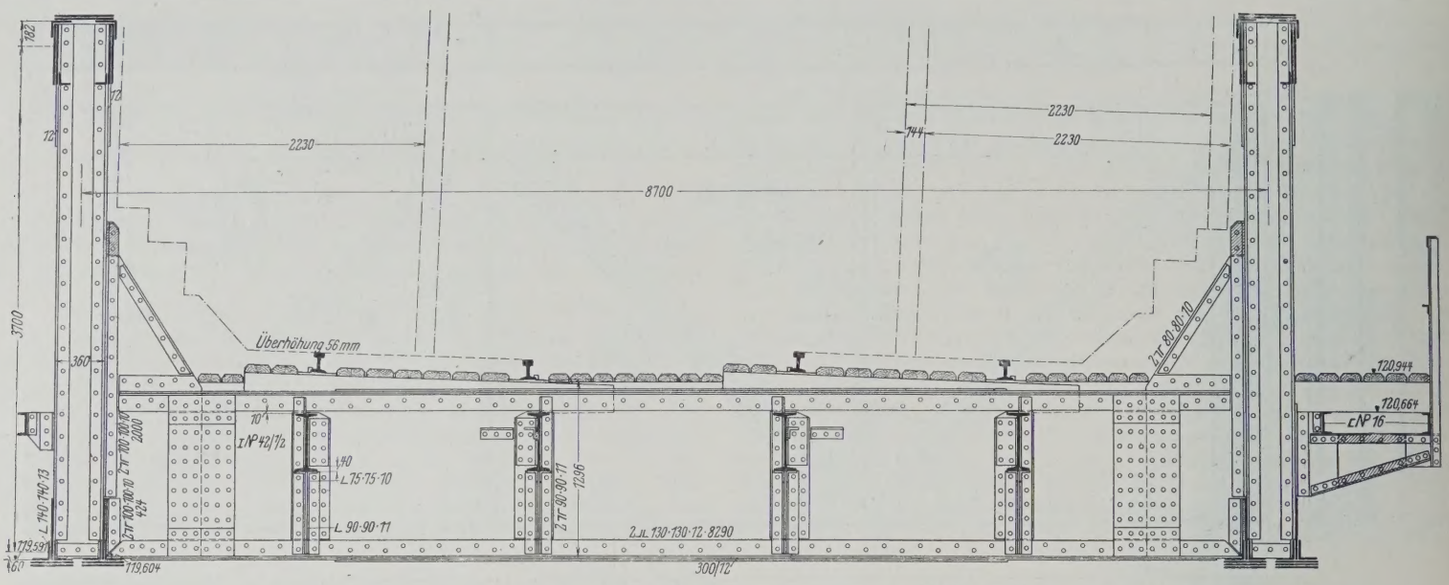


Abb. 3c. Querschnitt.

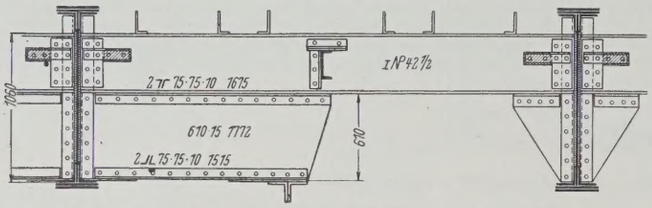


Abb. 3d. Längsschnitt durch die Fahrbahn beim Bremsverband.

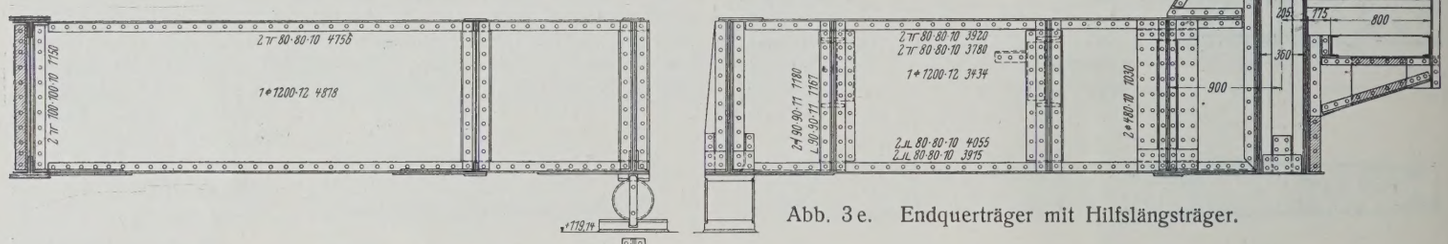
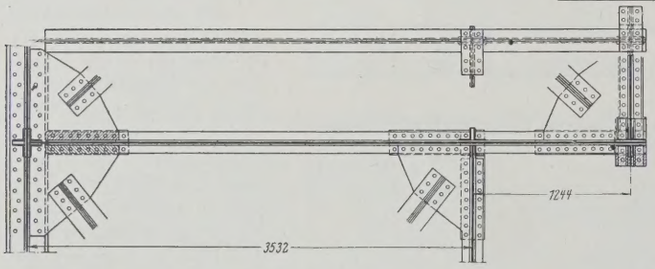


Abb. 3e. Endquerträger mit Hilfslängsträger.



eines oberen Windverbandes hätten die Hauptträger etwa 7,5 m Systemhöhe und Streben über zwei Feldern mit Hilfsstreben erhalten müssen und wären dadurch mit ihren Abmessungen ganz aus dem Rahmen des Bauwerks herausgefallen.

Bei der für jede Öffnung verschiedenen Schiefe der Überbauten waren ungleiche Endfelder nicht zu vermeiden. Um die Werkstattarbeit möglichst zu erleichtern, wurden bei jedem der sechs Hauptträger acht Felder in gleicher Länge von 3,532 m mit abwechselnd fallenden und steigenden Streben ausgeführt. Die Endfelder wurden durch rahmenförmige Ausgleichfelder um das Maß verlängert, das sich aus der Schiefe ergab.

Von einer unmittelbaren Verbindung der Auflager durch einen schiefen Endquerträger wurde abgesehen, weil hierbei die Schwellen, deren lichte Abstände nicht unter 40 cm betragen sollten, nicht einwandfrei zu lagern gewesen wären. Es wurden von jedem Endpfosten aus die gegeneinander versetzten Querträger senkrecht zur Brückenachse bis zu einem seitlich der Brückenachse angeordneten und gesondert gelagerten Hilfslängsträger geführt und an diesen angeschlossen (vergl. Abb. 2 b, 3 e u. 7).

Um ungleich hohe Schwellenträger und eingekämmte Schwellen zu vermeiden und eine möglichst ruhige Schwellenlage zu erhalten, wurden die Schwellen der Überhöhung der äußeren Schienen entsprechend keilförmig gesägt.

Das alte Mauerwerk der Widerlager und Pfeiler besteht aus Sandstein, abgesehen von den in Granit ausgeführten Auflager- und Eckquadern, und ist sehr gut erhalten. Trotzdem erschien es ratsam, unmittelbar unter den ebenfalls in Granit ausgeführten neuen 70 cm hohen Auflagerquadern zur besseren Druckverteilung eine widerstandsfähigere und biegungsfeste Schicht aus Eisenbeton von 75 cm Stärke anzuordnen.

Der Entwurf wurde vom Brückenbaubureau der Reichsbahndirektion für Ausführung in Flußstahl St 37 bearbeitet und in allen wesentlichen Teilen festgelegt. Er nahm für jeden Überbau verschiedene, nur innerhalb der Überbauten gleiche Feldweiten an, weil hierdurch die Zahl der rahmenförmigen Endfelder auf sechs (in drei verschiedenen Ausführungsformen) beschränkt blieb.

Die ausführende Brückenbauanstalt August Klönne in Dortmund schlug statt dessen die Ausführung gleicher Felder auf der ganzen Brücke vor, wobei sich zehn rahmenförmige Endfelder in sechs verschiedenen Ausführungsformen ergaben. Ferner berechnete sie für Ausführung in hochwertigem Baustahl St 48 eine nicht unwesentliche Gewichtsersparnis und Verbilligung.

Beide Vorschläge wurden angenommen.

Wie groß die Ersparnis durch die Verwendung des St 48 ist, konnte nicht genau festgestellt werden, da der Entwurf in St 37 hierfür nicht genügend durchgearbeitet war. Sein Gewicht wurde zu 483 t St 37 ermittelt, wobei aber die Gewichtsermittlung nur für eine der drei ungleichen Überbauten annähernd durchgeführt wurde. Das endgültige errechnete Gewicht der ausgeführten Überbauten in St 48 betrug 401 t, die Gewichtsersparnis also rd. 17 %. Die Gewichte der Lager betragen 21 t Stahlguß und 4 t Schmiedestahl.

V. Bauausführung.

Die neuen Überbauten wurden an Ort und Stelle auf Gerüsten aufgestellt; die Gleise auf der Hauptbahn wurden hierzu gesperrt und der Betrieb auf die Gleise der Strecke nach Wintersdorf umgelenkt. Vor der Aufstellung mußten die alten Überbauten im Bereich der Hauptbahngleise abgebrochen und die verbleibenden drei Hauptträger mit den zwei Gleisen der Strecke nach Wintersdorf um 50 cm seitlich verschoben werden, damit die neuen Auflagerquader für die inneren Hauptträger eingebaut werden konnten und der für die Aufstellung der neuen Überbauten erforderliche Raum geschaffen wurde. Hiernach vollzog sich der Umbau in folgenden Stufen:

1. Für die neuen Auflager der Hauptträger I und II der zu verschiebenden Überbauteile (vgl. Abb. 1 u. 2) wurden die Auflagersteine hergerichtet (5. bis 19. September 1925).

2. Die beiden inneren Gleise 2 und 4 wurden gesperrt und der Betrieb der Hauptbahn in Richtung Nord-Süd auf Gleis 1 der Strecke Rastatt—Wintersdorf übergeleitet. Der Betrieb dieser Strecke wurde auf Gleis 1 beschränkt (22. bis 25. September 1925).

3. Oberbau und Fahrbahn unter Gleis 4, zwischen Hauptträger III u. IV, wurden entfernt, wobei die Querträger im Brennschneideverfahren von den Hauptträgern abgetrennt wurden. Die Überbauten unter Gleis 1 und 2 wurden zum Verschieben vorbereitet (28. September bis 3. Oktober 1925).

4. In der Nacht vom 4. auf den 5. Oktober 1925, während auf der Strecke Rastatt — Wintersdorf der Güterverkehr gesperrt war und der Personenverkehr durch Kraftwagenbeförderung aufrecht erhalten wurde, wobei sich der Verkehr der Hauptbahn nur auf Gleis 5 vollzog, wurden die Überbauten unter Gleis 1 und 2 um 50 cm öffnungsweise in die neue Lage verschoben.

5. Die Auflagerquader für die künftigen inneren Hauptträger der Hauptbahn und die Hilfsquader für Hauptträger III wurden eingebaut (6. bis 31. Oktober 1925) und diese auf die neuen Auflagerquader abgesetzt (5. und 6. November 1925).

6. Gleis 5 wurde gesperrt und der ganze Betrieb auf Gleis 1 und 2 gelegt (6. November 1925).

7. Die Überbauten von Gleis 5 wurden um 2,5 m nach Westen verschoben und auf Holzstapel abgesetzt, die alten Auflagerquader abgebrochen (7. bis 10. November 1925).

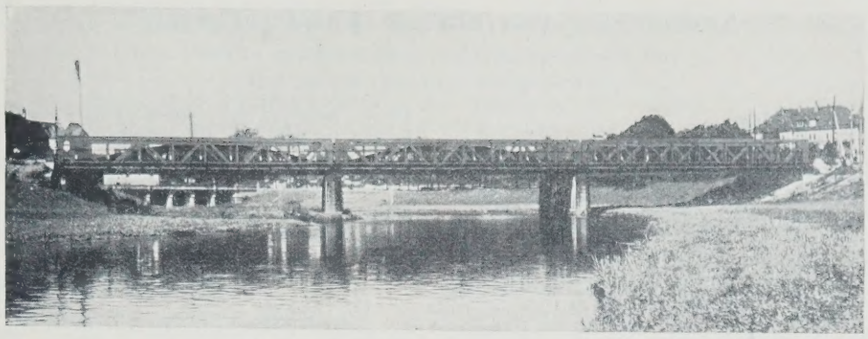


Abb. 4. Ansicht von Osten (flußaufwärts).

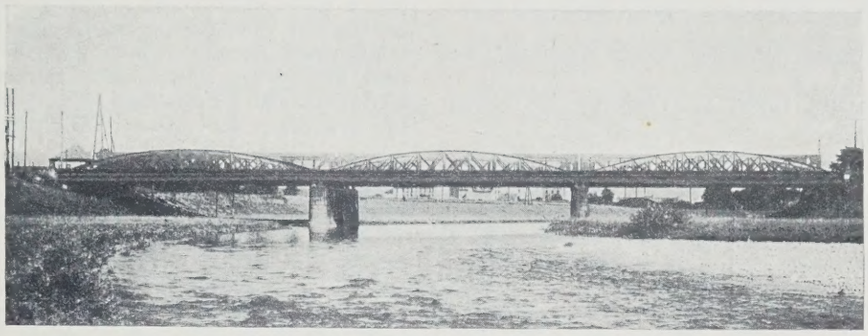


Abb. 5. Ansicht von Westen (flußabwärts).

10. Die neuen Überbauten wurden aufgestellt, beginnend mit der Öffnung auf der rechten Murgseite. Das Gerüst, das hier vorher für den Abbruch des alten Überbaues gedient hatte, wurde auch für die Aufstellung des neuen benutzt. Auf Verlangen der Wasserbaubehörde durfte gleichzeitig immer nur eine der drei Öffnungen eingerüstet werden. Die Baustoffe wurden vom Bahnhof Rastatt herbeigeführt (23. März bis 30. Mai 1926).

11. Die fertig aufgestellten neuen Überbauten wurden gestrichen, der Oberbau wurde verlegt und nach vorgenommenem Belastungsversuch der Betrieb der Hauptbahn auf die neue Brücke übergeleitet (29. Juli 1926 Inbetriebnahme).

Eine Verzögerung in der Herstellung von annähernd zwei Monaten entstand dadurch, daß die zuerst gelieferten Breiteisen sich als unbrauchbar zeigten und neu gewalzt werden mußten. Sie zeigten vielfach Stellen, an denen der Stahl besonders hart und spröde war und sich schlecht oder gar nicht bearbeiten ließ. Mehrere Stücke zersprangen, an einer Reihe von Nietlöchern platzten beim Dornen die Lochränder ab. Die Härtungen konnten zwar durch Ausglühen beseitigt werden, doch entstanden hierbei Längenänderungen, infolge deren die Verwendung der schon abgelängten und gebohrten Stücke zu groben Ungenauigkeiten im Zusammenpassen der einzelnen Glieder geführt hätte. Es mußten daher sämtliche Breiteisen zurückgewiesen und neu gewalzt werden. Die neue Lieferung war, gleich wie die der Profileisen und Bleche, durchaus einwandfrei. Die genannten Erscheinungen, deren Ursache nicht sicher aufgeklärt werden konnte, sind, soweit dem Verfasser bekannt, bis dahin und seitdem bei dem hochwertigen Baustahl St 48 nicht beobachtet worden.[1])

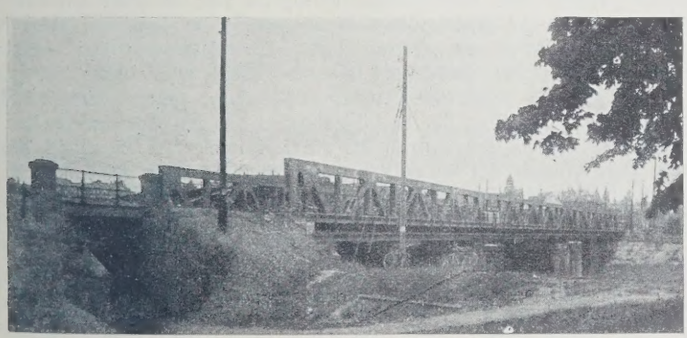


Abb. 6. Ansicht vom linken Ufer flußaufwärts.

Abb. 7. Ansicht in der Längsrichtung der neuen Überbauten.

8. Die neuen Auflagerquader für die künftigen äußeren Hauptträger der Hauptbahn wurden eingebaut, ebenso die Auflagerquader für die zur Abstützung der Endrahmen dienenden Hilfslängsträger. Der alte Überbau des Gleises 5 diente hierbei zur Aufnahme eines Arbeitsgleises (10. November 1925 bis 2. Januar 1926).

9. Von der linken Murgseite beginnend, wurde der alte Überbau des Gleises 5 im Brennschneideverfahren abgebrochen. Die mit den abgebrochenen Teilen beladenen Wagen wurden gegen Bahnhof Rastatt abgezogen (2. bis 19. Januar 1926).

Nachdem einmal einwandfreies Material geliefert war, hat die Brückenbauanstalt Klönne die Arbeiten ohne Zwischenfall in kürzerer Zeit, als ursprünglich vorgesehen, durchgeführt.

Die Leitung der Arbeiten an der Baustelle lag in den Händen der Bahnbauinspektion II Karlsruhe.

[1]) Vergl. hierzu „Dr.-Ing. Kommerell, Erfahrungen mit hochwertigem Baustahl St 48 und Silizium-Brückenstahl". „Die Bautechnik" 1926, Heft 46, S. 686.

Alle Rechte vorbehalten.

Auskleidung von offenen Abwasserkanälen.

Von Regierungsbaumeister a. D. **Steckhan** in Essen.
(Mitteilung der Emschergenossenschaft.)

I. Einleitung.

In der „Bautechnik“ 1926 sind verschiedene Aufsätze erschienen, die sich mit der Auskleidung von Werkkanälen für Kraftwerke beschäftigen. Die ausführlichsten Angaben sind in den Veröffentlichungen von Oberregierungsrat Dr.-Ing. Kurzmann und Stadtbauamtmann Hartmann enthalten, die in der Hauptsache die bei den Bauten der bayerischen Großwasserkraftwerke gesammelten Erfahrungen wiedergeben.[1])

Während bei den älteren Kraftanlagen fast überall Erdkanäle mit trapezförmigem Querschnitt ausgeführt wurden, ist man bei den neuen Anlagen, besonders beim Ausbau der mittleren Isar-, Inn- und Lechwerke dazu übergegangen, die Werkkanäle mit Beton auszukleiden. Zweck der Betonauskleidung war:

a) Schutz der benetzten Fläche gegen Ausspülungen infolge der großen Fließgeschwindigkeit;
b) Verminderung der Rauhigkeit und daher bessere Ausnutzung des Durchflußquerschnitts;
c) Dichtung der wasserseitigen Fläche zur Verhütung des Wasserdurchtritts in das Gelände.

II. Zweck der offenen Abwasserkanäle.

Um für die Vorfluter, die diese Abwässer aufzunehmen haben, die günstigste Querschnittsform zu finden, muß zunächst untersucht werden, welchen Zweck sie erfüllen sollen und welche Forderungen an sie gestellt werden. Zunächst müssen sie den auch für Werkkanäle maßgebenden beiden ersten Bedingungen — Schutz der benetzten Fläche gegen Ausspülung und Verminderung der Rauhigkeit — genügen. Beides ist sogar bei den Abwasserkanälen noch von größerer Bedeutung, da hierbei mit stark wechselnden Wasserständen gerechnet werden muß, während die Werkkanäle eine gleichmäßige, aber ständig große Wasserführung haben. Die Böschungen der Abwasserkanäle sind daher auch gegen Angriffe des

Abb. 1. Lageplan des Emschergebietes.

Auf Grund der bisherigen Erfahrungen wird die erste Aufgabe — Sicherung gegen Wasserangriffe — als gut erfüllt angesehen. Bei der zweiten — Verminderung der Rauhigkeit — kann dies noch nicht eindeutig entschieden werden, da hierzu längere Beobachtungen nötig sind. Bezüglich der dritten — der Dichtung — wird festgestellt, daß die Betonauskleidung an sich nicht dicht ist, sondern nur als Mittel zur Beförderung der Dichtung anzusehen ist.

Im Anschluß an diese Veröffentlichung wird von Interesse sein zu erfahren, wie sich die Betonauskleidung bei Kanälen, die anderen Zwecken dienen, den offenen Abwasserkanälen, wie sie in großem Umfange im Emschergebiet durch die E. G.[2]) in Essen ausgeführt sind, bewährt hat.

Ziel und Aufgaben dieser Genossenschaft, die auf Grund des Preußischen Sondergesetzes vom 14. Juli 1904 als öffentlich rechtliche Körperschaft zum Zwecke der Regelung der Vorflut und Abwasserreinigung im Emschergebiet gebildet ist, werden als bekannt vorausgesetzt.[3]) Zum Verständnis der nachstehenden Ausführungen sei nur folgendes kurz vorausgeschickt. Ihre erste Aufgabe, die Vorflutregelung, hat die E. G. dadurch erfüllt, daß sie durch die Regulierung der Emscher auf 75 km Länge und den Ausbau von 200 km Bachläufen als offenen Abwasserkanälen ein Entwässerungsnetz geschaffen hat, dem das Abwasser aus den städtischen und gewerblichen Betrieben des rheinisch-westfälischen Industriegebietes zugeführt wird (Abb. 1). Hinsichtlich der zweiten Aufgabe, der Abwasserreinigung, hat sich die E. G. darauf beschränkt, das Abwasser soweit zu reinigen, daß es nicht nur im eigenen Bezirk unschädlich abfließt, sondern auch vom Rhein, ohne dort Schaden zu verursachen, aufgenommen werden kann. Während die Genossenschaft die Klärung des häuslichen Abwassers in von ihr erbauten 28 genossenschaftlichen Kläranlagen selbst vornimmt, überläßt sie die Klärung der Industrieabwässer im allgemeinen den Werken. Nur in Fällen, wo die Klärung der Werke nicht genügt, findet eine nochmalige Behandlung in sogenannten Bachkläranlagen, durch die das ganze Bachwasser hindurchgeführt wird, statt.

Hochwassers gefährdet. Auch die Rauhigkeitsverminderung spielt bei den verhältnismäßig kleinen Abwasserkanälen mit geringer Wasserführung bei Niedrigwasser eine weit größere Rolle, da man es nicht mit reinem Wasser, wie bei den großen Werkkanälen, sondern mit stark verschlammtem Abwasser zu tun hat. Zur Verhütung von Schlammablagerung in der Sohle und an den Ufern muß daher auf glatte Wandungen der benetzten Fläche größter Wert gelegt werden. Maßnahmen zur Erzielung der Dichtigkeit sind bei den Abwasserkanälen im allgemeinen nicht erforderlich, da sie fast immer im Einschnitt liegen. Ein Durchdringen des Wassers in das Gelände, wie es bei den meist im Auftrag liegenden Werkkanälen leicht eintreten kann, ist also nicht zu befürchten. In den meisten Fällen ist mit der Beschaffung der Vorflut auch eine Absenkung des Grundwasserstandes verbunden, so daß eine freie Verbindung des Vorfluters mit dem Grundwasserstrom erwünscht ist.

Als weitere Forderung kommt für die besonderen Verhältnisse im Bergbaugebiet hinzu:

Beweglichkeit zur Veränderung der Sohlenhöhe.

Bekanntlich entstehen durch den Abbau der Kohle in der Grube Hohlräume, die auch bei dem bergpolizeilich vorgeschriebenen Bergeversatz nicht vollständig ausgefüllt werden, sondern Senkungen der Geländeoberfläche zur Folge haben. Da diese Senkungen je nach den Lagerungsverhältnissen der Kohlenschichten ungleichmäßig auftreten, bilden sich an einzelnen Stellen Senkungsmulden, an anderen bleiben Bergrücken stehen. Hierdurch wird natürlich der das betreffende Abbaugebiet durchziehende Vorfluter ungünstig beeinflußt, und die Sohle wird in Wellenlinien verlaufen, die den Abfluß des Wassers hemmen und Schlammablagerung in den gesunkenen Bachstrecken herbeiführen (Abb. 2).

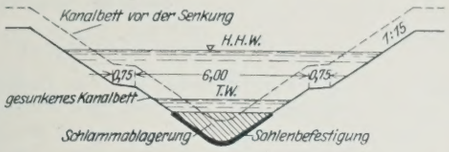
Um dies zu verhüten, muß die Bachsohle nach einiger Zeit wieder in eine gleichmäßige Lage gebracht werden. Meist geschieht dies durch Vertiefung des Vorfluters unterhalb der gesunkenen Strecke, zuweilen auch durch Hebung der gesunkenen Strecke selbst. Man muß also die Befestigung des Bachlaufs so einrichten, daß sie leicht verändert werden

[1]) Dr.-Ing. Kurzmann: Die Betonauskleidung der Werkkanäle, „Die Bautechnik“ 1926, Heft 4 u. 5, sowie Otto Hartmann: Erfahrungen an Kanalanlagen für Kraftwerke, „Die Bautechnik“ 1926, Heft 11.

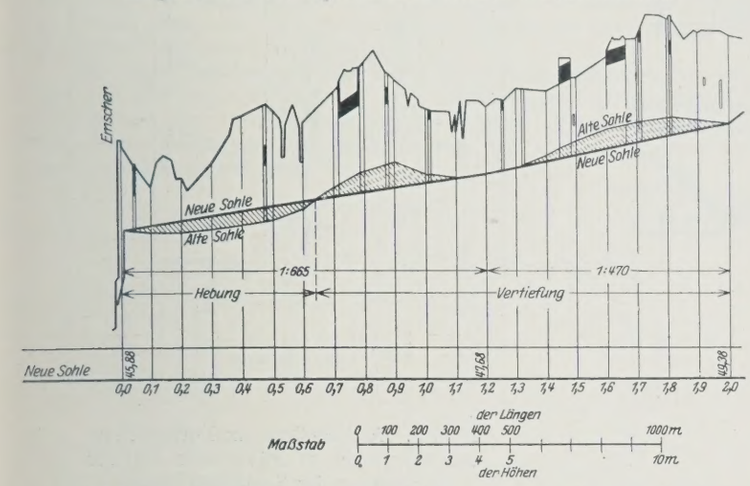
[2]) E. G. = Abkürzung für Emschergenossenschaft.

[3]) Eine ausführliche Darlegung enthält die im Selbstverlage der Emschergenossenschaft 1925 erschienene Jubiläumsschrift „25 Jahre Emschergenossenschaft“. Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 41, S. 592.

kann. Diese Überlegung hat dazu geführt, die Wasserläufe, nicht wie sonst üblich, als geschlossene Kanäle, sondern in der Regel als offene Abwasserkanäle auszuführen, da hierbei eine Hebung oder Senkung der Bachsohle natürlich mit viel einfacheren Mitteln und geringeren Kosten möglich ist. Auch ist ein offener Wasserlauf in baulicher Hinsicht nicht so durch Senkungen gefährdet wie ein geschlossener Kanal.



Längenschnitt eines gesunkenen offenen Abwasserkanals.



Wirkung der Bodensenkungen auf einen offenen Abwasserkanal mit Dreieckquerschnitt.

Abb. 2.

Als weitere technische Forderung muß die Widerstandsfähigkeit der Auskleidung gegen Frost und chemische Einflüsse, besonders säurehaltiger Wässer, genannt werden. Hierauf wird in der Folge noch näher eingegangen werden.

Neben diesen technischen sind auch hygienische und ästhetische Forderungen an die Abwasserkanäle zu stellen. In erster Linie sind dies

1. Frischhaltung des Abwassers durch Verhütung von Schlammablagerung bis zur Kläranlage,
2. Verhinderung von üblen Gerüchen und häßlichem Anblick,
3. Verhütung der Ausbreitung ansteckender Krankheiten.

Die Erfüllung der ersten beiden Bedingungen wird bei dem offenen Wasserlauf dadurch begünstigt, daß das Wasser gut belüftet und dem Licht ausgesetzt wird. Unter dem Einfluß von Luft und Licht setzt eine starke Selbstreinigungskraft des Wasserlaufs ein. Die organisch fäulnisfähigen Stoffe werden mit Hilfe des Sauerstoffes auf biologischem Wege abgebaut.

III. Form und Befestigung des Querschnitts.

Wie muß man nun diesen Querschnitt ausbilden, damit er seinen Zweck in technischer und hygienischer Hinsicht am vollkommensten erfüllt?

Für die Abführung des Abwassers hat sich bei Bachgebieten bis zu 200 km² als günstigste Querschnittform das Dreiecksprofil mit schwach ausgerundeter Sohle erwiesen. Man erreicht hierbei schon bei kleineren Wassermengen eine möglichst große Wassertiefe und ausreichende Geschwindigkeit, um den Schlamm und Sand durch die Schleppkraft des Wassers mitzuführen.

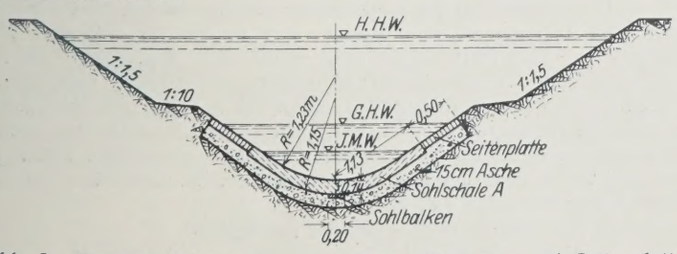


Abb. 3. Regelquerschnitt eines mit Betonsohlschalen und Seitenplatten ausgelegten offenen Abwasserkanals. Oberhalb der Platten ist zur Erleichterung der Unterhaltungsarbeiten eine schmale Berme angeordnet. Die Platten werden in der Längsrichtung mit stumpfem Stoß verlegt und können bei Vertiefungen oder Aufhöhungen des Bachbettes leicht herausgenommen und wieder verwendet werden.

Die Überlegenheit des Dreiecksquerschnitts gegenüber anderen Profilen ist in der demnächst im Gesundheitsingenieur erscheinenden Doktordissertation von Dr.-Ing. v. Bülow „Die Leistungsfähigkeit von Fluß-, Bach- und Werkkanal- und Rohrquerschnitten unter besonderer Berücksichtigung der von der E. G. in Essen zu künstlichen Wasserläufen ausgebauten Emscher und ihrer Nebenbäche“ ausführlich nachgewiesen (Abb. 3).

Der in (Abb. 3) dargestellte Querschnitt ist zuerst im Jahre 1906 bei den Bachausbauten der E. G. ausgeführt und seitdem in unveränderter Form für die Befestigung der Bachläufe beibehalten worden[4]).

Die ersten Versuche, die Sohle mit Pflaster auszukleiden, zeigten, daß die Wandungen zu rauh waren, um schlammiges Wasser gut abzuleiten. Deshalb wurde an Stelle des Pflasters Beton gewählt. Der untere Teil bis etwa zur Höhe des Sommerhochwasserstandes wird mit zwei in Nut und Feder aneinanderstoßenden gekrümmten Sohlschalen aus Beton ausgekleidet, an die sich je eine ebenfalls genutete Seitenplatte von 0,50 bis 1 m Länge anschließt. Darüber werden Böschungen und Bermen in der Regel mit Rasen bekleidet. Bermen werden angeordnet, damit von ihnen aus der untere Bachquerschnitt unterhalten und nötigenfalls geräumt werden kann. Sie werden möglichst hoch gelegt, daß sie bei eintretenden Senkungen noch lange begehbar bleiben, aber nicht höher als 1,50 m über den normalen Wasserstand, um die notwendigen Unterhaltungsarbeiten ohne Behinderung vornehmen zu können. Die Bachläufe werden zu beiden Seiten mit Einfriedigungen und lebenden Hecken versehen, um das Publikum, besonders die Kinder, von dem Abwasser fernzuhalten und eine Ansteckungsgefahr zu verhüten. Die Platten müssen solche Abmessungen erhalten, daß sie der Wirkung der im Abwasser mitgeführten Stoffe genügenden Widerstand entgegensetzen. Auch müssen sie so geformt sein, daß sie dem Erddruck und Frost sicher standhalten. Sie werden in den natürlichen Böschungswinkel entsprechend in die Neigung 1 : 1,5 gelegt. Um die Platten für den Transport auf der Bahn und auf der Baustelle nicht zu schwer zu machen, werden sie in Stücken von 0,80 m Baulänge hergestellt. Die Anfertigung geschieht in der Fabrik, da nur so die erforderliche Festigkeit und Gleichmäßigkeit des Materials gewährleistet werden kann. Die Platten an Ort und Stelle einzustampfen, hat sich nach einzelnen Versuchen aus verschiedenen Gründen nicht bewährt. Die Platten werden in der Regel im Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4 nach Raumteilen angefertigt. Es wird ein Festigkeitsnachweis von 250 kg/cm² nach 28 Tagen verlangt[5]).

IV. Ausführung.

Die Platten werden auf einer 15 cm starken Bettung von Kesselschlacken oder Kies mit 1 cm starken offenen Fugen verlegt. Unter der Stoßfuge der Sohlschalen wird ein hözerner Sohlbalken von etwa 6/16 cm Stärke in Längen von 4 bis 5 m gelegt, um ein gleichmäßiges Auflager beim Verlegen zu erhalten. Durch die Aschebettung wird erreicht, daß das seitlich zuströmende Grundwasser leicht abfließt, die Platten also trocken liegen, was besonders wegen der Frostgefahr wichtig ist. Für das Verlegen der Sohlschalen ist die Trockenhaltung der Baugrube von besonderer Bedeutung. Bei gutem Untergrund und nicht zu starkem Wasserandrang läßt sich die Befestigung ohne besondere Schwierigkeiten einbringen. Es muß nur dafür gesorgt werden, daß das sich unter den Platten ansammelnde Grundwasser nach einem tiefliegenden Pumpensumpf abfließt. Ist der Wasserandrang stärker, wird eine Drainageleitung aus Ton- oder Zementrohr unter die Sohlbalken gelegt, die das Wasser aufnehmen und zur Pumpe führen kann. Schwieriger wird das Plattenlegen bei ungünstigem Boden, besonders im Fließsand, den man im Emschergebiet fast überall über dem das Kohlengebirge überdeckenden Mergel antrifft. Oft liegt die Bachsohle gerade in den Fließschichten, die sich wegen des feinen Kornes und des Tongehaltes schwer entwässern lassen. In diesem Fall machte das Einbringen der Sohlschalen im Fließ anfangs außerordentliche Schwierigkeiten. Schon die Herstellung und Trockenhaltung der Baugrube war ohne besondere Maßnahmen nicht zu erreichen, da beim Ausschachten des mit Wasser gesättigten Bodens die ausgehobene Grube sich mit dem nachdrängenden Boden sofort wieder anfüllte. Trotz Aufstellung starker Pumpen wurde das Grundwasser meist nicht soweit abgesenkt, daß die Baugrube trocken wurde. Auch Grundwasser-Absenkungsanlagen mit Filterbrunnen hatten nicht den gewünschten Erfolg oder erforderten außerordentliche Kosten. Zunächst versuchte man es mit den üblichen Hilfsmitteln, Faschinen, oder wenn diese nicht genügten, Spundwänden, die zu beiden Seiten der Platten in Höhe der Fließschicht eingeschlagen wurden. Auch hiermit wurde in vielen Fällen das Ziel nicht erreicht, vielmehr durch den dichten Abschluß der Spundwände das Grundwasser seitlich aufgestaut und infolge des Überdruckes

---

[4]) Vergl. Dr. Imhoff, „Offene Abwasserkanäle, Wasser und Abwasser“, Bd. I. 1909.

[5]) Näheres siehe v. Bülow, „Die Verwendung von Betonwaren beim Ausbau der Vorfluter im Emschergebiet“, Deutsches Bauwesen, Zeitschrift des Verbandes deutscher Arch. u. Ing. 1925, Nr. 15.

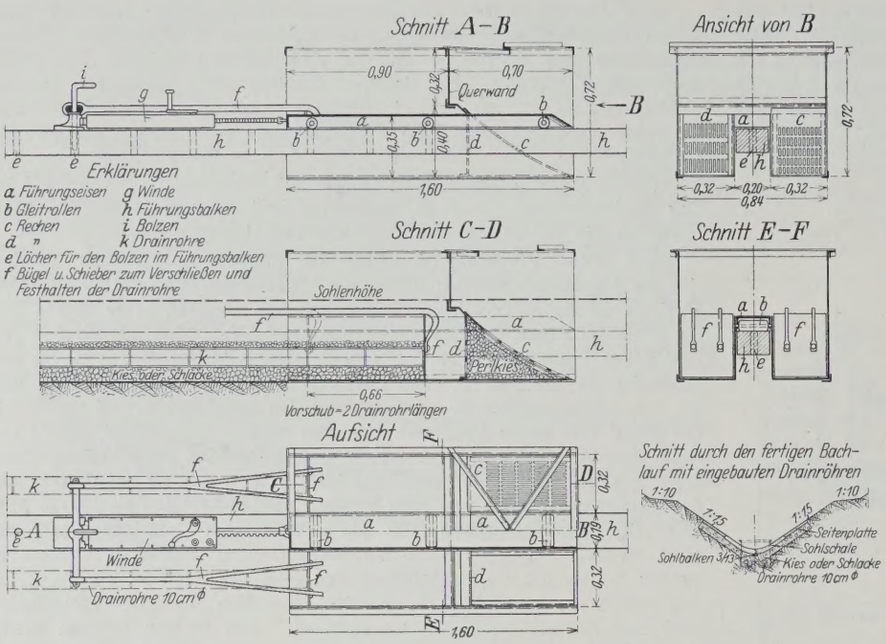


Abb. 4. Fließschild.

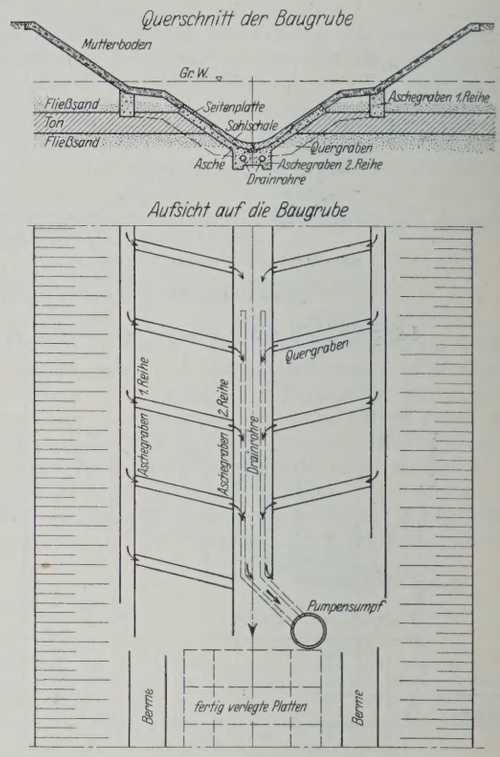


Abb. 5. Aschegräben zur Entwässerung der Baugrube im Fließboden bei der Herstellung der Sohlenbefestigung.

ein starker Auftrieb in der Baugrube erzeugt. Abgesehen von den hohen Kosten, die diese Arbeitsweise erforderte, waren die Leistungen sehr gering, da nur in ganz kurzen Abschnitten vorgegangen werden konnte. Um den Fließsand zu bewältigen, wurden daher noch verschiedene andere Mittel versucht, z. B. Blechtafeln von etwa 1 m² Fläche, die in Abständen von rd. 50 cm von der Achse zu beiden Seiten eingeschlagen wurden. Im Schutze dieser Tafeln wurde dann der zwischenliegende Boden ausgehoben und sofort durch grobe Kesselasche ersetzt. Auf diese Weise gelang es, wenn auch meist mit großer Mühe, eine feste Unterlage für die Sohlschalen herzustellen, auf der man die Sohlbalken verlegen konnte. Diese Arbeitsweise führte zu der Überlegung, ob es nicht möglich sei, die Eisenplatten als geschlossenen Kasten auszubilden, vorn mit einer Schneide zu versehen, um den Fließboden seitlich zu verdrängen und im Schutze dieses Kastens die Drainage und Aschebettung einzubringen. Dieser Gedanke wurde verwirklicht durch das von dem Ingenieur der E. G. Staschen erfundene sogenannte Fließschild, dessen Konstruktion aus Abb. 4 zu ersehen ist. Das Schild besteht aus einem aus Eisenblech und Winkeleisen zusammengenieteten rechteckigen Kasten von 0,72 m Höhe, 0,84 m Breite und 1,60 m Länge, der oben offen und in der Mitte durch eine senkrechte Querwand abgeteilt ist. Der Boden des Kastens ist mit einem Längsschlitz von 0,20 m Breite und 0,30 m Höhe versehen, in dem ein hölzerner Führungsbalken liegt. Auf diesem Balken ruht der Kasten mit drei Gleitrollen und kann durch eine einfache Wagenwinde bewegt werden. Die Wirkungsweise ist kurz folgende: Im Schutze einer kurzen seitlichen Spundwand wird zunächst der Führungsbalken in Tiefe der künftigen Sohlschalen-Unterkante eingebracht und das Fließschild mit dem vorderen Schnabelende bachaufwärts gerichtet darauf gelegt. Das hintere Ende des Schildes bis zur Querwand wird durch einen doppelten Drainagestrang an einen genügend tiefliegenden Pumpensumpf angeschlossen. Nach diesen Vorbereitungen wird mit dem Vortriebe des Schildes auf zwei Rohrlängen durch die Winde begonnen und nach jedem Vortrieb zwei weitere Drainagerohrlängen eingelegt und der Zwischenraum bis zur Oberkante des Führungsbalkens mit Schlacke oder Kies verfüllt. Sobald das Fließschild bis zur Spitze des Führungsbalkens vorgetrieben ist, wird der Balken mit der Winde für den nächsten Vortrieb vorgeschoben, und derselbe Arbeitsvorgang wiederholt sich. Während des Vortriebes muß der mit der vorderen Schneide verdrängte Boden durch einen Arbeiter seitlich herausgeworfen werden. Das von oben zufließende Grundwasser wird durch enge Roste des Schnabels aufgenommen und durch die fertigen Drainageleitungen zum Pumpensumpf weitergeleitet. Auf diese Weise gelang es, selbst bei stark schwimmendem Boden, in den meisten Fällen die Baugrube hinter dem Schilde trockenzuhalten und die Sohlenbefestigung ohne Schwierigkeit einzubringen. Das Fließschild ist bei einem Bachausbau auf 2,5 km Länge mit gutem Erfolg verwendet. Der tägliche Vortrieb schwankte zwischen 15 und 30 m je nach der Schwere des durchfahrenen Bodens. An Arbeitskräften waren fünf Mann erforderlich, dazu kamen noch zwei Hilfsarbeiter für das Heranschaffen der Baustoffe. Natürlich ist der Fortgang der Arbeiten sehr von der Geschicklichkeit und Geübtheit der dabei beschäftigten Arbeiter abhängig. Weniger eignet sich das Gerät bei stark tonhaltigem Fließboden, da es sich hierbei leicht festsaugt und dann zur Fortbewegung besondere Hilfsmittel nötig sind. In solchen Fällen wurde in den letzten Jahren folgende Arbeitsweise angewendet, die sich sehr gut bewährt hat. Sobald bei der Ausschachtung eine Fließschicht angeschnitten wird, werden auf beiden Seiten des Profils, dort wo die Böschungskanten die Fließschicht anschneiden, Gräben von etwa 40 cm Breite und 50 bis 60 cm Tiefe, möglichst bis zur wasserundurchlässigen Schicht, senkrecht ausgehoben und sofort mit grober Kesselasche ausgefüllt (Abb. 5). In diesen Aschegräben wird das aus den Fließschichten nachdrängende Wasser zurückgehalten, durch die Ascheschicht aufgenommen und durch seitliche Quergräben nach der Mitte des Einschnittes abgeführt. Von hier aus fließt es zunächst oberirdisch ab und gelangt dann durch die Drainageleitung in den Pumpensumpf. Ein Abrutschen der Böschungen, wie es früher fast immer vorkam, kann also nicht mehr eintreten, und im Schutze dieser Gräben läßt sich die Plattenbefestigung mühelos anbringen. Schneidet die Bachsohle in weitere Fließschichten ein, so wird erforderlichenfalls ein zweites Paar von Aschegräben unterhalb der ersten angelegt. Hiermit gelingt es in allen Fällen, die Baugrube trockenzuhalten und die Platten genau wie im normalen Baugrunde zu verlegen. Diese Arbeitsweise, die bei sehr vielen Bachläufen im Emschergebiet angewendet wurde, ist unter diesen Verhältnissen jedenfalls die einfachste und billigste. Gegenüber den Spundwänden, die früher vielfach von nicht erfahrenen Unternehmern verwendet wurden, ist die Kostenersparnis bei Aschegräben ganz bedeutend; sie erfordern nur etwa den fünften Teil der Kosten von Spundwänden.

Noch einige Angaben über die Kosten der Befestigung mit Betonplatten! Die Kosten des Ausbaues eines Bachlaufes sind in erster Linie abhängig von den Bodenverhältnissen und der zur Trockenhaltung der Baugrube erforderlichen Wasserhaltung. Gewöhnlich werden diese Kosten in den Einheitspreis für die Bodenbewegung eingerechnet. Bei den nachfolgenden Angaben ist vorausgesetzt, daß Kosten für besondere Maßnahmen bei dem Plattenlegen nicht erforderlich sind. Auch die Herstellungskosten der Sohlschalen und Seitenplatten sind je nach den örtlichen Verhältnissen der Baustellen verschieden. Außer den Frachtkosten spielen die Beförderungskosten vom Bahnhof zur Baustelle und auf der Baustelle selbst bis zur Verwendungsstelle eine wesentliche Rolle. Für mittlere Verhältnisse betragen die Kosten für 1 lfd. m Bachlauf mit einer Befestigungsbreite von 3,35 m

a)	für Lieferung der Sohlschalen und Seitenplatten einschließlich Transport . . .	19,50 R.-M.
b)	für Lieferung der Sohlbalken	1,00 „
c)	für Lieferung der Aschebettung . . .	2,50 „
d)	Verlegen der Platten	9,00 „
	Zusammen	32,00 R.-M.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Über Binder von Lokomotiv- und Güterschuppen.

Von Reichsbahnrat **Fahl**, Salzwedel.

Bei den ringförmigen Lokomotivschuppen wird der Winddruck bisher meist durch massive Pfeiler in der Fensterwand aufgenommen. Nach den für die Deutsche Reichsbahn maßgebenden Richtlinien ist eine Mittelstütze zulässig, die in einer Entfernung von etwa $^1/_3$ der Lichtweite von der Torwand entfernt stehen soll. Das ergibt Konstruktionen etwa nach Abb. 1.

Die Zulässigkeit einer Mittelstütze ergibt nun die Möglichkeit, den Winddruck durch die Mittelstütze nach unten zu übertragen. Dadurch kommt der schwere Pfeiler in der Fensterwand in Fortfall. Das hat den Vorteil, daß an Mauerwerk gespart, entsprechend Platz gewonnen und die Beleuchtung verbessert werden kann, indem dort, wo sonst der Pfeiler ist, Fenster angeordnet werden, die dort gerade für die Beleuchtung der Seitenwände der Lokomotive günstig liegen.

Der Binder besteht nach Abb. 2 aus einem Dreigelenkbogen mit drei Gelenken *d, e* und *f*, der nach Art eines Gerberträgers bis zum Punkte *c* auskragt und dort einen Schleppträger *b—c* trägt. Die Ausbildung der Fensterstütze ergiebt sich aus der Forderung, daß über der Fensterwand der Rauchkanal durchzuführen ist.

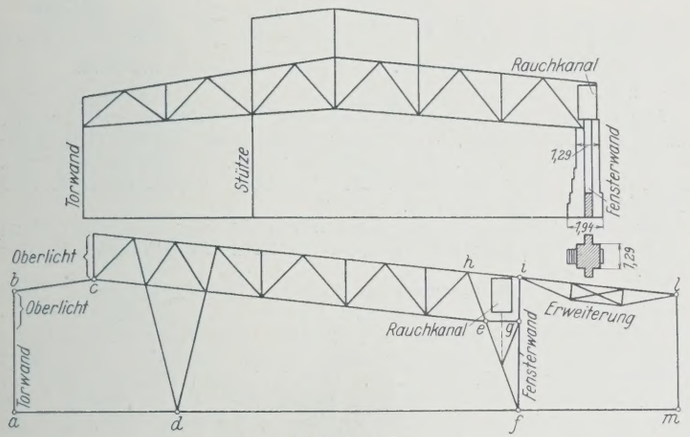


Abb. 1 u. 2.

Bei der Konstruktion ist ferner auf die Möglichkeit einer leichten Erweiterung des Schuppens in der Längsachse der Stände Rücksicht genommen. Wenn eine solche Erweiterung auch bei Verwendung der schweren Verstärkungspfeiler möglich ist, so ist es doch vorteilhafter, wenn bei einer Erweiterung statt der massigen Pfeiler leichte Holzstützen vorhanden sind, besonders auch mit Rücksicht auf die Beleuchtung. Die Fensterwand wird zweckmäßig als eine Eisenbetonkonstruktion in der Weise ausgeführt, daß die unter den Fenstern liegende Betonkonstruktion die Fensterwand zwischen zwei Bindern freiträgt und sich auf die Fundamente der Binder stützt, also selbst kein Fundament erhält, was bei dem geringen Gewicht, da die Wand zum größten Teil aus Fenstern besteht (die Wand reicht nur bis zur Unterkante des Rauchkanals) leicht auszuführen ist. Bei einer Erweiterung würde dann der zwischen zwei Bindern liegende Abschnitt der leichten Fensterwand im ganzen verschoben werden.

Die Konstruktion der Binder wird wohl günstiger, wenn die Mittelstütze, soweit angängig, nach der Mitte verschoben wird. In Abb. 3 ist die Binderform dargestellt, die sich bei einer Stellung der Stütze in der Mitte des Schuppens ergeben würde.

Um den Rauchkanal durch die Binderkonstruktion auch im Fall einer Erweiterung des Schuppens hindurchführen zu können, ist die Binderkonstruktion so gestaltet, daß in dem Viereck *e g i h* keine Strebe notwendig ist.

Zum Tragen des Rauchkanals wird zweckmäßig eine Konstruktion nach Art des Sprengwerkes gewählt (Abb. 4). Indem diese Konstruktion sich dem Profil des lichten Raumes anpaßt, wird sie trotz geringer Konstruktionshöhe verhältnismäßig leicht. Sie dient gleichzeitig zur seitlichen Versteifung der Binderfüße.

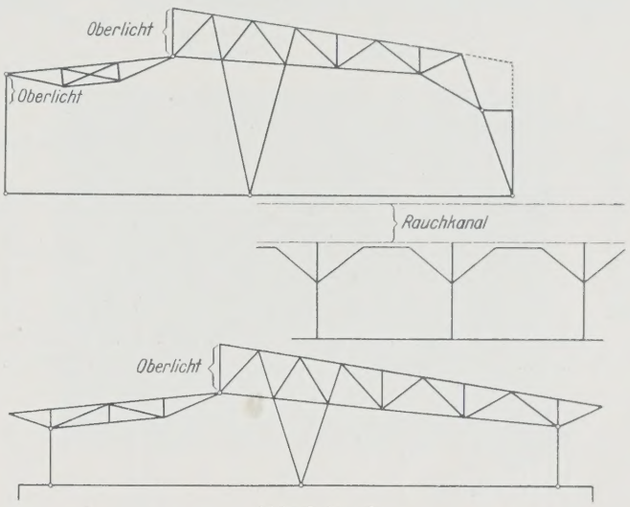


Abb. 3 bis 5.

Bei der Konstruktion der Binder von besonders breiten Güterschuppen lassen sich gleiche Konstruktionsgrundsätze anwenden, wie oben für Lokomotivschuppen entwickelt, indem statt der Benutzung der Seitenwände zur Übertragung des Winddrucks nach unten, was kräftige Verstärkungspfeiler bedingt, die Mittelstütze zu diesem Zweck verwendet wird. Abb. 5 zeigt einen Binder für einen Güterschuppen, der aus dem Lokomotivschuppenbinder (Abb. 3) abgeleitet ist.

Bei der Ausbildung der Binder ist angenommen, daß sie in erster Linie als Holzkonstruktionen, aber auch als Eisenkonstruktionen ausgeführt werden können. Die Skizzen sollen nur das allgemeine Konstruktionsprinzip veranschaulichen, die Ausbildung der Binder im einzelnen kann natürlich beliebig geändert werden.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. Juni erschienene Heft 12 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Eberhardt Lucan: Eine neuzeitliche Maschinenbauhalle in Bochum i. W. — Baurat Dr. Josef Krebitz: Die günstigste Form statisch unbestimmter Bogen. (Schluß). — Dr. Fritz Emperger: Die Vorschriften über Schubspannungen in Deutschland und Österreich. — Mag.-Oberbaurat Dr. Herrmann: Die Siebnormung und ihr Einfluß auf die Begriffe Steinmehl, Sand und Kies.

Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken. Nachdem bereits in den Normenblättern DIN 1071 und 1072 Normen für die Breitenabmessungen und Belastungsannahmen an Straßenbrücken veröffentlicht sind, gibt der Deutsche Normenausschuß nunmehr mit Einspruchfrist bis zum 1. August d. J. als Vorstandsvorlage das vom Arbeitsausschuß für Straßenbrücken bearbeitete Normblatt DIN 1073 über die Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken in der „Baunormung" Nr. 4/5 bekannt. Das Blatt enthält die allgemeinen Vorschriften für Festigkeitsberechnungen und Zeichnungen, die zulässigen Spannungen, Berechnung von Druckstäben und oben offenen Brücken, Durchbiegung und Überhöhung der Hauptträger. Einspruchzuschriften sind in doppelter Ausfertigung an die Geschäftstelle des Deutschen Normenausschusses, Berlin NW 7, Dorotheenstraße 47, zu richten. Ls.

Eiserne Spundwände bei Behebung von Hochwasserschäden. Während der letzten Sturmflut in Florida wurde nördlich der Miami-Bai ein schmaler Verbindungsarm zwischen der Biscayne-Bai und dem Ozean an der Ausmündung in den letzteren durch das Hochwasser auf mehr als 450 m verbreitert und die End-Widerlager einer Betonbogenbrücke mit drei Öffnungen völlig weggespült. Wie die aus Eng. News-Rec. vom

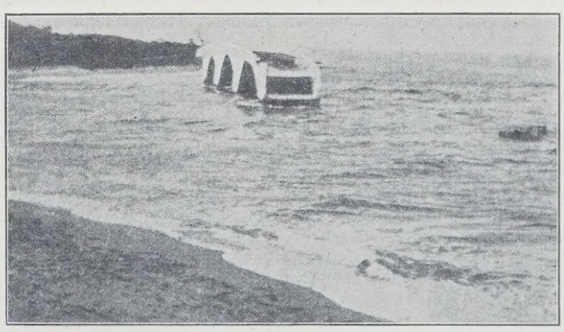


Abb. 1. Aufnahme der Durchbruchstelle mit freistehender Brücke.

28. April 1927 entnommene Abb. 1 zeigt, steht die Brücke, die an sich nicht nennenswert gelitten hat, völlig im Wasser; die durch sie vermittelte Verbindung zwischen Miami Beach, Hollywood, Fort Lauderdale usw. ist

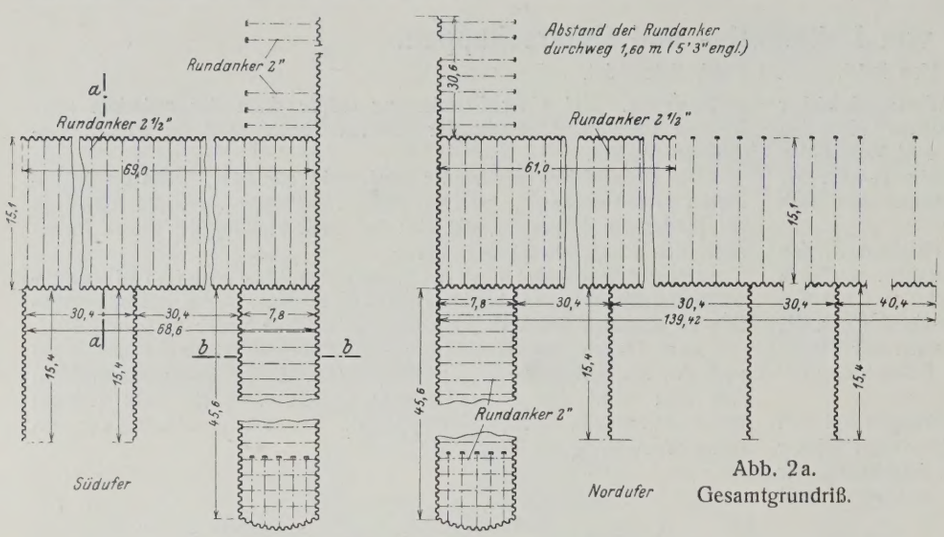


Abb. 2a. Gesamtgrundriß.

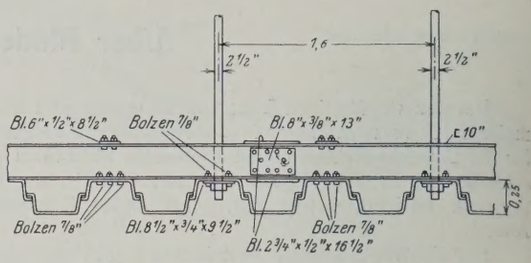


Abb. 3. Aufsicht auf die Spundwand.

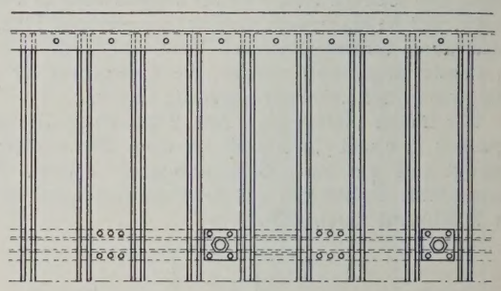


Abb. 4. Vordersicht der Spundwand.

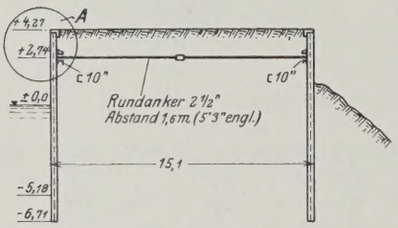


Abb. 2b. Schnitt *a—a* durch den Hauptfangedamm.

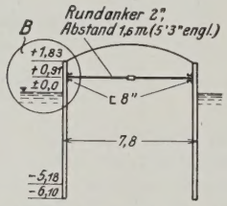


Abb. 2d. Schnitt *b—b* durch die Buhnen.

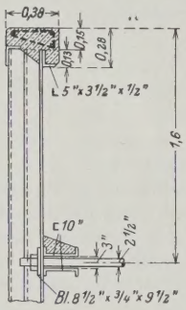


Abb. 2c. Einzelheit zu Abb. 2b. Punkt *A*.

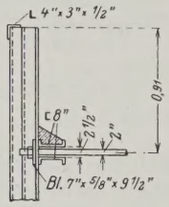


Abb. 2e. Einzelheit zu Abb. 2d. Punkt *B*.

Abb. 2a bis 2e. Eisenspundwand-Fangedämme für die Wiederherstellung der Widerlager und Uferanschlüsse.

unterbrochen. Eine ursprünglich vorhandene kurze, in die See vorspringende Buhne aus Steinschüttung zwischen eisernen Spundwänden war gleichzeitig mit den Uferdämmen verschwunden.

Für die möglichst rasche Wiederherstellung der zerstörten Anfahrten und die Beschränkung des Wasserlaufs auf sein ursprüngliches Bett wurde folgender Entwurf aufgestellt: Im Abstande von 15 m und parallel zur Brückenachse sollen zwei eiserne Spundwände (Abb. 2b) geschlagen, durch $2^1/_2$ zöllige Rundanker gegeneinander versteift und mit Sandschüttung verfüllt werden. Ebensolche Doppelspundwand-Dämme sind als Buhnen nach Abb. 2d an jedem Widerlager in 45 m Länge und 7,6 m Breite mit 2zölligen Rundankern vorgesehen, außerdem — parallel zu ihnen — auf beiden Seiten landeinwärts einfache eiserne Spundwände in Abständen von 30 m.

Tragfähiger Felsen ist in etwa 4,85 bis 5,15 m Wassertiefe festgestellt, was bei einer Straßenhöhe von 4,25 m über NW eine Gründungstiefe von etwa 9 bis 9,40 m ergibt, zu der nach den Untersuchungen eine Eindringungstiefe der Spundbohlen von mindestens 0,60 bis 0,90 m hinzutritt. Wo der Boden aus weichem Korallengestein besteht, ist die Eindringungstiefe natürlich beliebig größer.

An der südlichen Anfahrt ist für die Spundwand an der Seeseite ein Querschnitt von 211 cm²/lfd. m und eine Versteifung durch Pfähle von 135 cm²/lfd. m Querschnitt sowie eine Ausdehnung von zunächst 225 m vorgesehen, deren spätere Verlängerung vorbehalten bleibt. Der Abstand der Anker beträgt 1,60 m von Mitte zu Mitte. Die landseitige Spundwand ist nur mit 120 m Länge angenommen, worauf einzelne Pfähle von 7,60 m in 2,40 m Abstand zur Verankerung der noch auf weitere 105 m gegenüberliegenden Spundbohlen an der Seeseite dienen (Abb. 2a).

Die Ausführung auf dem Nordufer ist ähnlich gedacht, nur wird hier die Länge der seeseitigen Spundwandreihe auf etwa 135, die der landseitigen auf 60 m beschränkt. Verwendet werden sollen Larssenbohlen Nr. 2 und 3, Einzelheiten der Ausführung sind in Abb. 2 bis 4 dargestellt. Ki.

Fugeneisen mit ineinandergreifenden Verzahnungen. Dr.-Ing. Heinrich Leitz, München, hat in seiner Abhandlung „Zur Berechnung des Betonstraßenoberbaues“ (s. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 44) nachgewiesen, daß die Kanten einer Belagfläche eine bedeutend höhere Beanspruchung erfahren als die übrigen Stellen.

Durch die Verstärkung der Tragkonstruktion oder der Unterbettung an den Fugen wird aber keine größere Abnutzungsfestigkeit des Belages erreicht.

Wenn nun die Belagschicht innerhalb der Flächen für die in Frage kommende Abnutzung gerade ausreicht, so ist die Fugenkante ohne besondere Verstärkung dieser Abnutzung nicht mehr gewachsen, weil die zusammenhängende, in sich geschlossene Fläche zweifellos eine größere Verbandfestigkeit als die Kante hat. Räder, die über die aus demselben Material wie die andere Oberfläche hergestellten Fugen hin- und herrollen, dürften die so ausgebildeten Kanten leicht abstoßen und die davor- und dahinterliegenden Flächen bald uneben machen.

Hierzu kommt ferner, daß in diesen Unebenheiten das Wasser stehen bleibt. Dieses Wasser ist nicht allein bei den Flächen, die ständig der Witterung ausgesetzt sind, des Frostes wegen schädlich, sondern auch deswegen, weil feuchter Beton weniger widerstandsfähig ist als trockener. Der feuchte Beton nutzt sich auch, wie bei Abschleifversuchen in Laboratorien festgestellt worden ist, fast doppelt so stark als trockener ab, so daß das in den Unebenheiten verbleibende Wasser mit in erster Linie daran schuld ist, wenn die Abnutzung hier an der schwächsten Stelle sehr schnell fortschreitet.

Um überall eine gleichmäßige Abnutzung zu erreichen, also den Kanten dieselbe Festigkeit zu verschaffen wie der zusammenhängenden Fläche, muß für die Herstellung der Kanten ein härteres, widerstandsfähigeres Material Verwendung finden als für die inneren Flächen.

Bei den mit meinen Fugeneisen (D.R.P.) eingefaßten Flächen wird nicht nur eine Verstärkung der Tragkonstruktion erreicht, so daß die sonst erforderlichen Eiseneinlagen wegfallen können, sondern es werden dadurch auch die Fugenkanten so geschützt, daß sie nicht beschädigt werden können.

Wie Abb. 1 zeigt, sind die Fugeneisen so ausgebildet, daß sie wechselseitig zahnartig ineinander greifen; sie werden so eingebaut, daß sie mit der anschließenden Oberfläche in einer Ebene liegen. Durch die wellenförmigen Vorsprünge der gegenüberliegenden Kanteneinfassungen werden die darübergehenden Räder dauernd gestützt und können so schädliche Schläge auf die andere Kante nicht ausüben; denn wenn das Rad auf der einen Seite bis zur Fuge kommt, wird es durch den Vorsprung von der anderen Seite her schon gestützt, findet somit keine Fuge vor und beansprucht daher diese Stelle genau so in bezug auf Abnutzung wie die daran anschließenden Flächen.

Die Fugeneisen sind bereits versuchsweise in Straßen von Berlin verlegt, und zwar in der Königin-Augusta-Straße unmittelbar vor dem Reichsmarineamt in einer ganzen Reihe von Fugen und auf dem Südwestkorso am Breitenbachplatz in einer Fuge, ferner in Fabrikräumen, Bahnsteighallen und Durchfahrten.

Wie die Fugen aussehen, wenn sie nicht mit Fugeneisen und wenn sie damit eingefaßt sind, zeigen Abb. 2 bis 4, und zwar stellen

Abb. 2 u. 3 Stahlbetonstraßenflächen am Breitenbachplatz dar, die Ende des Jahres 1924 hergestellt sind:

Abb. 4 zeigt eine Stahlbetonstraßenfläche in der Königin-Augusta-Straße, die Juni 1925 hergestellt ist.

Die Aufnahmen sind im April 1927 gemacht worden.

Insbesondere zeigt Abb. 2 zwei zusammenstoßende Fugen ohne Fugeneiseneinfassung; diese Fugen sind stark abgebröckelt und ausgefahren.

Abb. 3 zeigt eine Fugeneiseneinfassung mit meiner patentierten Fugenausbildung: diese Fuge ist schon $^3/_4$ Jahr nach ihrer Fertigstellung mit

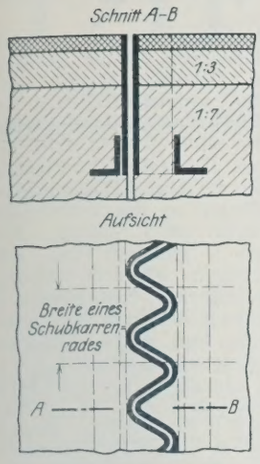


Abb. 1.

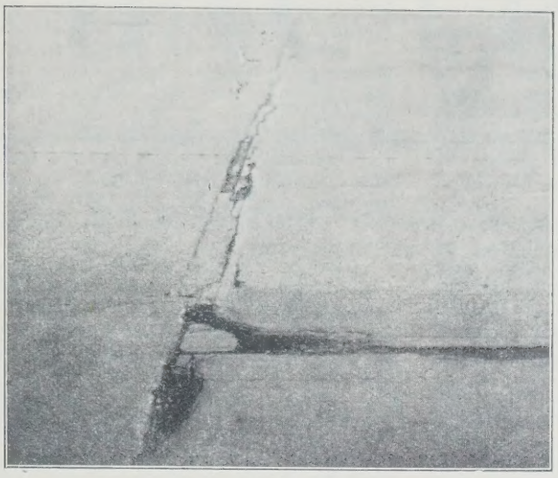


Abb. 2.

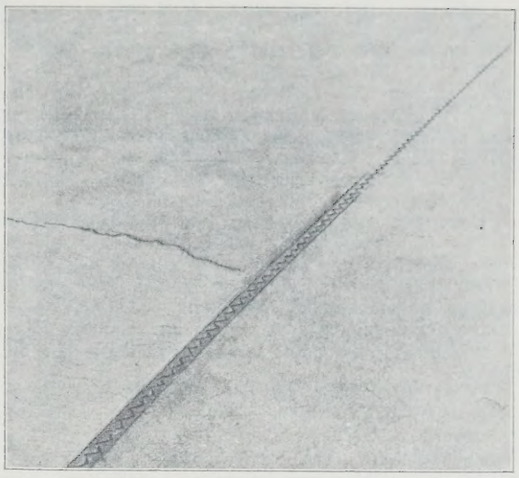


Abb. 3.

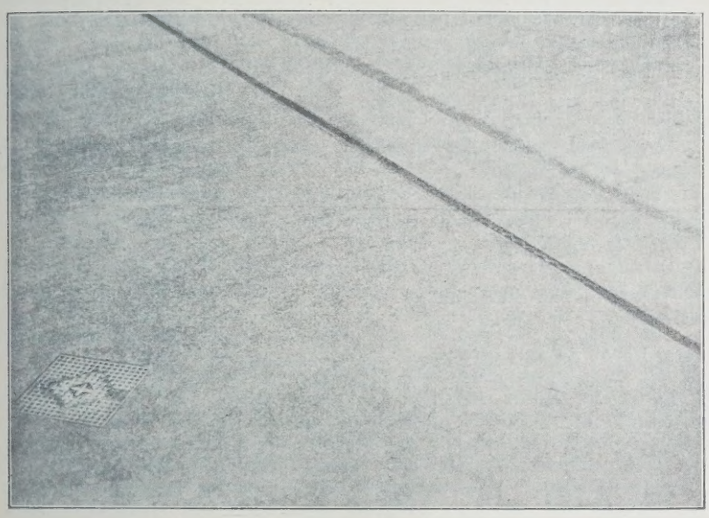


Abb. 4.

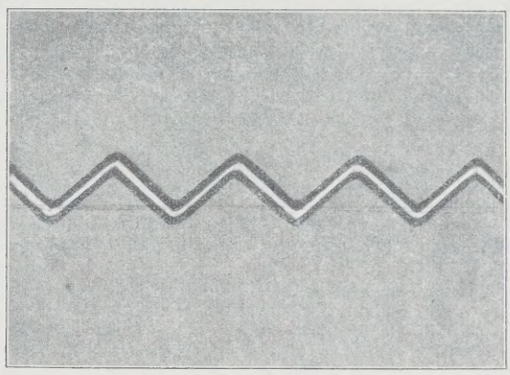


Abb. 5.

meinem Fugeneisen eingefaßt worden, weil sie vollständig abgebröckelt war. Die daran anstoßenden Flächen haben gut gehalten, Ausbesserungen sind bisher nicht nötig geworden. In der Mitte der 7,5 m breiten Straße sieht man einen Riß, bei Feldern von 5 m Breite hat sich kein Riß gezeigt.

Abb. 4 zeigt das in Mischung 1 : 2 hergestellte, an der Wasserseite liegende Feld zwischen der 6. und 7. Fuge,[1]) das bisher nicht ausgebessert zu werden brauchte. Auch zeigt dieses Feld im Innern keine Risse, im Gegensatz zu den Feldern am Breitenbachplatz, die durchweg gerissen sind, weil dort Felderflächen von 50 m² geschaffen sind, während in der Königin-Augusta-Straße nur Feldergrößen von $5 \times 3{,}75 = 18{,}75$ m² vorkommen.

Das neue Fugeneisen (Abb. 1) hat gegenüber dem aus Z-Eisen hergestellten Fugeneisen den Vorteil, daß es nur mit einer Blechstärke von 1 mm in der Oberfläche liegt und sich daher mit den anschließenden Flächen gleichmäßig abnutzt. Da bei dieser Ausbildung eine Biegungsbeanspruchung des Fugeneisens durch irgend eine Belastung nicht eintreten kann, dürfte die Haftfestigkeit des Eisens im Beton vollständig ausreichen, so daß sich eine weitere Verankerung mit dem Unterbeton erübrigt: der Beton, der zwischen den Versteifungswinkeln und den gewellten Blechen eingestampft wird, dürfte eine hinreichende Verankerung ergeben.

Abb. 5 zeigt die Aufsicht auf eine mit dem neuen Fugeneisen ausgeführte Fläche.

Der Zwischenraum zwischen den Fugeneisen muß mit Asphaltbitumen ausgegossen werden; dieser bleibt auf die Dauer elastisch, während teerhaltige Stoffe unter Lufteinwirkung im Laufe der Zeit verspröden und dadurch unwirksam werden.

Regierungsbaumeister a. D. Schumann, Berlin-Tempelhof.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Die Delaware-River-Brücke zwischen Philadelphia und Camden. Zu diesem Aufsatze von Prof. Schachenmeier in der „Bautechnik" 1926, Heft 55, bemerke ich, daß der Verfasser mit dem Rechnungsverfahren, das bei der Berechnung der Delaware-Brücke angewandt worden ist, nicht vertraut ist. Er stellt eine Behauptung auf, ohne mit den Tatsachen näher bekannt zu sein. Wohl nimmt die „Deflection-Theorie" ihren Ausgang von den Melanschen Untersuchungen, aber das heißt noch keineswegs, daß die Delaware-Brücke nach dem Melanschen Rechnungsbeispiel berechnet wurde.

Die folgenden Ausführungen werden, wie ich hoffe, dazu beitragen, den Irrtum Prof. Schachenmeiers aufzuklären. Melan hat das große Verdienst, als Erster auf diese genauere Berechnung hingewiesen zu haben. In der zweiten Auflage (1886) seines Werkes „Theorie der Bogen- und Hängebrücken", nachdem er die angenäherte Theorie vollständig behandelt hat, entwickelt er in Kürze die Gleichung des Biegungsmoments und bemerkt dann:

„Nach Gl. 151 (Momentengleichung) sind nun die auf den Versteifungsträger bei einer bestimmten Belastung entfallenden Momente in ihrer genauen Größe zu berechnen, wenn der Horizontalschub H bekannt ist. Da die Formänderungen der Kette im allgemeinen doch nur sehr gering sein werden, so wird, wie sich vorweg behaupten läßt, dieser Horizontalschub nur sehr wenig von jenem Werte verschieden sein, der sich nach den früheren Näherungsformeln (der Näherungstheorie) ergibt. Man kann sich daher zumeist damit begnügen, die Momente mit diesem angenäherten Werte des Horizontalzuges nach Formel 151 zu berechnen."

Für den Fall, daß man genauer vorgehen wolle, entwickelt dann Melan eine Gleichung für den Horizontalzug, die angenähert durch numerische Versuche zu lösen ist. Tatsächlich benutzt er aber in einem Zahlenbeispiel einer Eisenbahnbrücke von 150 m Spannweite den Näherungswert des Horizontalzuges, wie er sich aus der Annäherungstheorie ergibt. Darin begeht er einen Fehler, der manchmal bedeutend werden mag.

In der dritten Auflage (1906) erweitert Melan seine Ausführungen etwas. Er wiederholt hier das erste Zahlenbeispiel und bringt noch ein zweites Beispiel, das einer Straßenbrücke von derselben Spannweite. Auch hier begeht er denselben Fehler.

In seinem Werke „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken", 1924, in dem Kapitel „Der Einfluß der Formänderungen auf die Größe der inneren Kräfte bei Hängebrücken" befaßt sich Fr. Bleich mit der „genaueren" oder Deflection-Theorie. Er leitet unabhängig die Gleichungen für das Biegungsmoment und den wagerechten Schub ab für den einfachen Fall einer Brücke ohne Seitenöffnungen und geht dann zu Zahlenbeispielen über für die Voll- und Halbbelastung einer Kabelbrücke mit 200 m Spannweite. Er berechnet, korrekterweise, den Schub durch annähernde Versuche und vergleicht dann die berechneten Biegungsmomente mit denjenigen, die sich ergeben, wenn man die Näherungswerte aus der Elastizitätstheorie benutzt. Hiermit bringt er den Beweis, daß der Melansche Vorgang in den Zahlenbeispielen unrichtig ist.

[1]) Vergl. Klose, Beton u. Eisen 1925: Eine Straßenversuchstrecke mit Stahlbeton in Berlin, ferner Riepert, Betonstraßenbau, Zementverlag, 1926, S. 95, und Petry, Deutsche Betonstraße 1925, S. 53.

Nun ist es nicht glaubwürdig, daß es irgend einem ernsten Ingenieur einfallen würde, beim Bau einer bedeutenden Brücke das Annäherungsverfahren für den wagerechten Zug, wie es Melan vorschlägt, zu verwenden. So hat es Melan auch selber wohl nicht gemeint. In der vierten Auflage der „Theorie der Bogen- und Hängebrücken", 1925, korrigiert denn auch tatsächlich Melan seinen Fehler mit der Bemerkung: „Man kann aber wegen der Abhängigkeit der Größe c von H doch einen größeren Fehler begehen, wenn man die Momente nach Formel 145 (früher 151) mit diesem angenäherten Werte des Horizontalzugs berechnet." Er rechnet auch die Zahlenbeispiele danach um.

Diese Berichtigung scheint Prof. Schachenmeier unbekannt zu sein. Die hier aufgezählten Tatsachen sollen nur zur Aufklärung des Irrtums dienen, haben aber mit der eigentlichen Deflection-Theorie nichts zu tun. Bei den Berechnungen der Delaware-River-Brücke wurde der jeweilige wagerechte Zug unmittelbar bestimmt, ohne irgendwelche Benutzung der Elastizitätstheorie, und die Biegungsmomente sind dieselben, die sich bei irgend einer anderen Ableitung der Gleichungen ergeben würden.

Der Unterzeichnete hat die Zahlenbeispiele Bleichs nach den Gleichungen der Deflection-Theorie berechnet und in allen Fällen dieselben Zahlenwerte gefunden, sowohl für den wagerechten Zug als auch für die Biegungsmomente. Prof. Schachenmeier spricht von einem „nicht unbedenklichen Fehler, der auf einer unzulässigen Näherungslösung einer transzendenten Gleichung beruht". Er ist im Irrtum. Die grundlegende Momentengleichung, die Melan entwickelt, kann auf verschiedenen Wegen abgeleitet werden und ist vollständig korrekt. Bleich kommt auch zu derselben Momentengleichung.

Die Ursachen der größeren Ersparnis bei Anwendung der Deflection-Theorie gegenüber der Elastizitätstheorie an Biegungsmoment und Scherkraft bei der Delaware-River-Brücke gegenüber den Beispielen bei Melan und Bleich sind die weitaus größere Spannweite der Brücke, ihr großes Eigengewicht und hohe Nutzlast. Bei Melan ist $l = 150$ m, bei Bleich $l = 200$ m, bei Delaware-River $l = 533{,}4$ m. Die von Melan und Bleich benutzten Beispiele sind im Vergleich mit der Delaware-River-Brücke kleine und steife Bauten.

Die Deflection-Theorie wurde von mir erweitert und für Hängebrücken mit Seitenöffnungen entwickelt und zuerst im Jahre 1903 bei der Berechnung der Manhattan-Brücke in New York angewendet. In dem Bericht Modjeskis über diese Brücke im Jahre 1909 wurde sie, von Turneaure nachgerechnet, als korrekt gutgeheißen. Später habe ich diese Theorie bei der Verstärkung der Williamsbrücke in New York benutzt und zuletzt bei dem Entwurf und der Berechnung der Delaware-River-Brücke angewendet.

New York, 21. Februar 1927. Leon S. Moisseiff.

Da in dem Aufsatze des Herrn Prof. Dr. Schachenmeier über die Delaware-Brücke wie auch in der vorstehenden Äußerung des Herrn Ingenieur Moisseiff wiederholt auf meine „genauere Theorie der versteiften Hängebrücken" Bezug genommen und von Fehlern bei ihrer Anwendung gesprochen wird, so sei es mir gestattet, die nachstehende Aufklärung zu geben.

Bei einer Hängebrücke werden infolge der Durchbiegung η des Versteifungsträgers die auf ihn wirkenden positiven Momente um $H\eta$ verringert. Für die Größe dieser Verminderung ist der Wert $c^2 = \frac{H}{EJ}$ maßgebend, worin H den wagerechten Zug der Kette und J das mittlere Trägheitsmoment des Versteifungsträgers bedeuten. Die gewöhnliche, als Näherungstheorie bezeichnete Berechnung nimmt auf diese Korrektur $H\eta$ keine Rücksicht, was bei genügend steifen Trägern nur kleine, auf Seite der Sicherheit gelegene Fehler, bei biegsamen Trägern aber einen unwirtschaftlichen Mehraufwand an Baustoff zur Folge haben kann. Die Anwendung der genaueren Theorie erscheint daher im letzteren Falle berechtigt. Allerdings ist sie nur auf dem Wege wiederholter Annäherungsrechnung durchführbar. Die Größe c, die in der Gleichung für die Biegungsmomente auftritt, ist nämlich vom wagerechten Zug H abhängig, dieser selbst wird aber wieder durch die Biegsamkeit des Versteifungsträgers, also durch c beeinflußt. In den früheren Auflagen meines Buches „Theorie der Bogen- und Hängebrücken" habe ich zwar die richtige Formel für H aufgestellt, aber in dem darin gerechneten Beispiel mich damit begnügt, den nach der Näherungstheorie ermittelten Wert von H einzuführen. Die Momente wurden dadurch etwas zu klein erhalten, doch war der Fehler bei den in dem Beispiel vorliegenden Verhältnissen nur gering. In der 1925 erschienenen letzten Ausgabe des Buches habe ich aber darauf hingewiesen, daß es notwendig ist, die Rechnung zu wiederholen, wenn sich zwischen dem nach der strengen Formel gerechneten Werte von H und jenem, der in c eingesetzt wurde, eine größere Abweichung ergibt. Dies wurde auch an einem Beispiel gezeigt. Ein anderes Verfahren zur strengeren Berechnung versteifter Hängebrücken mit biegsamen Versteifungsträgern ist mir nicht bekannt, und wenn bei der Berechnung der Delaware-Brücke so vorgegangen wurde, so kann von deren Unrichtigkeit nicht gesprochen werden. J. Melan.

Zu den beiden vorstehenden Zuschriften bemerke ich, daß es mir fern lag, den hohen wissenschaftlichen Wert der zuerst von Melan gegebenen strengeren Theorie der versteiften Hängebrücke zu bezweifeln. Es mag sein, daß nicht, wie ich vermutete, jene Näherungslösung schuld ist an gewissen mir unwahrscheinlich vorkommenden Ergebnissen, sondern daß diese andere Ursachen haben. Aber daß ich nichts gegen die Melansche Theorie an sich, sondern nur gegen die Art der Anwendung und Weiterbildung durch die Amerikaner etwas sagen wollte, geht aus dem Wortlaut meines Aufsatzes S. 838 klar hervor.

Ich gebe auch zu, daß ich anstatt von „Fehlern" besser von Abweichungen gesprochen hätte; denn ich bin der Meinung, daß die „gewöhnliche Theorie" nach der sicheren Seite, die „Deflection-Theorie" aber nach der unsicheren Seite abweicht von den wirklichen Werten der Biegungsmomente. Meine Zweifel in die Richtigkeit der Zahlenergebnisse der amerikanischen Rechnungsweise wurden vor allem erweckt durch die Stelle in einer Veröffentlichung Moisseiffs im „Journal of the Franklin Institute", Oktober 1925, Vol. 200, Nr. 4, S. 459, die etwa wie folgt lautet:

„Nehmen wir einmal an, die Mittelöffnung sei mit Verkehrslast belastet, die eine Durchsenkung in der Mitte um 5′ erzeugt. Die verformte Kabelkurve hat dann einen um 5′ größeren Pfeil, also bei ursprünglich 200′ wird er jetzt 205′ betragen. Mit dem ursprünglichen Pfeil betrug der wagerechte Kabelzug aus Eigengewicht $H = 25\,000\,000$ lbs; nach der Verformung wird der Kabelzug dagegen nahezu 2,5 %, d. h. um 610 000 lbs kleiner sein. Nun ist das Biegungsmoment an irgend einer Stelle des Versteifungsträgers $M = \mathfrak{M} - Hy$.

Wenn man jetzt die Änderung von H, nämlich $\Delta H = 610\,000$ lbs multipliziert mit der neuen Ordinate der Kabelkurve, d. h. mit $f = 205'$, so erhält man ein Moment von 125 000 000 ft. lbs. Dieses Moment wirkt als Entlastungsmoment insofern, als es das Biegungsmoment im Versteifungsträger vermindert. Dasselbe gilt für die Verkehrslastwirkung H_p, die ihren Anteil zu der Stabilität des Polygons liefert und entsprechend das Moment im Träger vermindert. Der hohe Betrag des entlastenden Moments beleuchtet zur Genüge die wirtschaftliche Bedeutung dieser Theorie der Berechnung."

Hiergegen habe ich folgendes einzuwenden:

1. Wenn H kleiner wird um ΔH, so wird das Moment nicht kleiner, sondern größer um ΔHy; denn es ist $M' = \mathfrak{M} - (H - \Delta H)y = \mathfrak{M} - Hy + \Delta Hy = M + \Delta Hy$.

Von einer „Entlastung" kann also wenigstens in diesem Zusammenhange keine Rede sein.

2. In der genauen Formel für das Moment, s. Melan, Handb. 1925, S. 56, Gl. 145; bezw. Bleich, S. 458, Gl. a oder Müller-Breslau II. 2. 1925, S. 294, Gl. 5, nämlich

$$M = \mathfrak{M} - H_p(y + \Delta y) - H_g \Delta y$$

kommt überhaupt nicht $\Delta H_g y$, sondern $H_g \Delta y$ vor, was keineswegs dasselbe ist.

Bei einer so unklaren und unzutreffenden Darstellung des Sachverhalts durch Herrn Moisseiff ist es nicht zu verwundern, wenn auch mein Zutrauen zu den Zahlenergebnissen seiner „Deflection-Theorie" geschwunden ist. Jedenfalls handelt es sich hier um ein wichtiges und noch nicht völlig geklärtes Problem, dessen sachlich-kritische Behandlung in der Öffentlichkeit von Nutzen sein kann. Es wäre gut, wenn die „Deflection-Theorie", die ja nach Moisseiff etwas ganz anderes ist als die Melansche Theorie, in vollem Umfange bekanntgegeben und zur Besprechung gestellt würde.

Der geringe mir zur Verfügung gestellte Raum gestattet es leider nicht, alles das auszuführen, was ich zur Sache noch zu sagen hätte. Vielmehr muß ich mir vorbehalten, bei anderer Gelegenheit in einem besonderen Aufsatz nochmals darauf einzugehen.

München, März 1927. Dr. W. Schachenmeier.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Montag, Mitglied der R. B. D. Königsberg (Pr.), als Mitglied zur R. B. D. Erfurt, Hellwig, Mitglied der R. B. D. Erfurt, als Mitglied zur R. B. D. Berlin und Scheele, Mitglied der R. B. D. Stettin, als Mitglied zur R. B. D. Königsberg (Pr.), die Reichsbahnräte Dr. jur. Fehtkötter, Vorstand des R. V. A. Stargard (Pom.), als Mitglied (auftrw.) zur R. B. D. Stettin, Krischer, bisher bei der R. B. D. Köln, als Vorstand zum R. V. A. Osnabrück, Kadatz, bisher bei der R. B. D. Berlin, zur R. B. D. Essen, Brill, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Trier, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Nied, Hirn, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Nied, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Trier, Erich Müller, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Königsberg (Pr.), nach Berlin als Leiter der Versuchsabteilung für Bremsen beim R. A. W. Grunewald und Schwager, Leiter der maschinentechnischen Neubauabteilung beim R. A. W. Braunschweig, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Gotha.

Überwiesen: die Reichsbahnräte Friedrich König vom R. B. A. Stuttgart 2 zur dortigen R. B. D. und Neußer von der R. B. D. Frankfurt (Main) zum R. B. A. 1 daselbst sowie der Reichsbahnamtmann Eberhard, Vorsteher der Bahnstation Stuttgart Hbf., zum R. B. A. Stuttgart 2.

Übertragen: den Reichsbahnräten Dr. jur. Karl Hermann in Altona, Rimrott in Halle (Saale), Dr. jur. Pischel in Breslau und Dr. jur. Wick in Elberfeld die Stellung eines Mitgliedes bei der dortigen R. B. D.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Buhtz, Vorstand des R V. A. Frankfurt (Main) und die Reichsbahnräte Hülsner, bisher bei der R. B. D. Hannover, und Johannes Schröder, Vorstand des R. B. A. Eschwege.

INHALT: Der Umbau der Murgbrücke bei Rastatt, km 96,9 der Badischen Hauptbahn. — Auskleidung von offenen Abwasserkanälen. — Über Binder von Lokomotiv- und Güterschuppen. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken. — Eiserne Spundwände bei Behebung von Hochwasserschäden. — Fugeneisen mit ineinandergreifenden Verzahnungen. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 1. Juli 1927 Heft 29

Alle Rechte vorbehalten.

Die sächsischen Staatsstraßen im Jahre 1926.

Von Ministerialrat Dr.-Ing. **Speck**, Dresden.

I.

Nach dem Instandsetzungsplan für die sächsischen Staatsstraßen[1]) sollen von den 3547 km Straßen bis 1931 etwa der dritte Teil mit hochwertigen Decken, und zwar im Einverständnis zwischen Regierung und Landtag hauptsächlich mit Kleinpflaster befestigt und die übrigen zwei Drittel mit Oberflächenbehandlung oder Tränkung versehen werden. Auf das erste Baujahr entfielen 103 km hochwertige Decken und 400 km Oberflächenbehandlung einschließlich Tränkung. Es darf heute erfreulicherweise festgestellt werden, daß das Programm entgegen manchen Befürchtungen nicht nur restlos durchgeführt, sondern sachlich noch erweitert worden ist, ohne neue Mittel anzufordern. Dabei boten der nasse Sommer und der milde wechselvolle Winter außerordentlich ungünstige Baubedingungen. Besonders schlimm waren die heftigen sich wiederholenden Frostaufbrüche, die selbst auf Strecken beobachtet wurden, wo seit Jahrzehnten Ruhe geherrscht hatte.

Es sind 1926 ausgeführt worden 87 km Kleinpflaster, 15 km andere hochwertige Decklagen, 344 km wassergebundene Schüttungen, davon 66 km mit Halbtränkung, sowie 522 km Oberflächenbehandlungen mit einem Kostenaufwande von insgesamt 21 Mill. R.-M. einschließlich der laufenden Unterhaltung sämtlicher Straßen. Dazu treten 2,71 Mill. R.-M. für Umbauten von Krümmungen, Steilstrecken, Umgehungsstraßen u. a., und zwar an 62 Baustellen, darunter mehrere große Brücken- und Straßenbauten. Für dieses Jahr stehen für Unterhaltung wieder 21 Mill. R.-M., für Um- und Neubauten etwa 5 Mill. R.-M. zur Verfügung; die Arbeiten sind bereits flott im Gange.

Ganz allgemein ist zunächst auf den starken und schweren gemischten Verkehr in Sachsen hinzuweisen. Die Straßen bis 200 t Verkehr in 24 Stunden umfassen nur 19,5 % der Gesamtlänge gegenüber dem Reichsdurchschnitt von 41,6 %, die Straßen von 200 bis 400 t Verkehr 37,1 % (Reichsdurchschnitt 35,9 %), während die stärker belasteten wesentlich über dem Reichsdurchschnitt liegen: 400 bis 800 t 31 % gegenüber 17,2 % Reichsdurchschnitt, 800 bis 1200 t 7,2 % gegenüber 2,9 % Reichsdurchschnitt, von 1200 bis 1600 t 2,8 % gegenüber 1,3 % Reichsdurchschnitt, von 1600 t bis 2000 t 1,8 % gegenüber 0,5 % Reichsdurchschnitt und die Straßen über 2000 t 1,1 % gegenüber 0,6 % Reichsdurchschnitt. Darüber gibt die soeben fertiggestellte deutsche Verkehrskarte[2]) des Deutschen Straßenbauverbandes mit dem statistischen Anhang beste Auskunft.

Aus diesen Zahlen geht ohne weiteres hervor, daß der Schwerpunkt in Sachsen in der mittleren Gruppe 400 bis 800 t — mittlerer Verkehr, mittelschwere Decken — liegt, die heute bereits zum großen Teile infolge der Verkehrssteigerung schon der nächsten Gruppe: 800 bis 1200 t zugerechnet werden muß, bei der nur hochwertige Decken in Frage kommen. Das Problem stellt sich daher für Sachsen zurzeit so, da es geldlich und bautechnisch nicht möglich ist, so viel hochwertige Decken in einem Jahre herzustellen, daß die stärker befahrenen Straßen zunächst mit Oberflächenbehandlung und mit Tränkung in fortkömmlichem Zustande gehalten werden, bis sie endgiltig hochwertig befestigt werden können. Dabei bietet die Tränkung mit Oberflächenbehandlung ein vorzügliches Mittel, die Grenze zwischen mittel- und hochwertiger Deckweise nach oben zu verschieben.

Bei der Beurteilung der Erfolge der einzelnen Bauweisen ist genau zu unterscheiden zwischen den Strecken, die nur hilfsweise mit einer tieferwertigen Befestigung versehen werden, und denen, die eine ihrer Belastung entsprechende Dauerbefestigung erhalten. Man darf von einer einmaligen Oberflächenbehandlung nicht erwarten, daß sie mehrere Jahre einem 800-t-Verkehr standhält. Erfolg wird nur eintreten, wenn die Behandlung zweimal im Jahre wiederholt wird.

Diese Vorbetrachtungen waren nötig, um die Notwendigkeit eines aufs äußerste beschleunigten Bauplanes vor Augen zu führen. Es handelt sich um die Existenzfrage der sächsischen Straßen, nicht um die Ausprobung von vielen an und für sich guten Mitteln. Da mußte zugegriffen werden und mit wenigen Mitteln in kürzester Zeit nach einheitlichen Grundsätzen das ganze Straßennetz instand gesetzt werden. Der Erfolg ist, nicht nur nach unserem eigenen Urteile, nicht ausgeblieben, und zwar durch Verwendung des kalten Bitumens in Emulsionsform und durch die Organisation des Transportes, der auf den Landstraßen den Ausschlag gibt.

Es ergaben sich drei Verfahren: Das Flicken der wassergebundenen Schotterdecken, die Oberflächenbehandlung und die Tränkung neuer Schüttungen. Dazu treten die hochwertigen Decklagen neben dem herrschenden Kleinpflaster.

II.

a) Die wassergebundenen Schotterstraßen zeigten sich im Jahre 1926 nur bei ganz schwachem Verkehr den Anforderungen des Kraftwagenverkehrs gewachsen. Die meisten wiesen erhebliche Schlaglöcherbildung auf und wurden durch Flicken der Löcher mit Kaltasphalt instand gesetzt. Dieses Verfahren geht schnell und einfach vor sich, ist bei fast jeder Witterung anwendbar und hat sich glänzend bewährt, vor allem, wenn die Flickarbeit schon im Frühjahr begonnen wurde. Die tiefen Schlaglöcher sind viereckig ausgehackt, peinlich von allen erdigen Stoffen gereinigt, mit Schotter verschiedener Größe ausgepackt, mit Kaltbitumen (meist Colas) getränkt, mit Splitt von 5 bis 15 mm Korngröße abgedeckt und kräftig abgerammt worden, und zwar so, daß die Füllmasse nach Fertigstellung mit der Fahrbahn bündig liegt. Die Straßenwarte und Arbeiter haben sich allmählich an die peinliche Ausführung gewöhnt und erkannt, daß sie bei ordnungsmäßiger Herstellung längere Zeit Ruhe haben.

b) Der wichtigste Teil der Unterhaltungsarbeit war der Oberflächenbehandlung gewidmet. Die Frage, ob Heiß- oder Kaltverfahren anzuwenden war, konnte bei der großen Länge — planmäßig 400 km, tatsächlich 522 km — nur zugunsten des Kaltverfahrens entschieden werden. Denn so glänzend sich im Einzelfalle das Heißverfahren mit Teer und Asphalt bewähren mag und sich auch bei uns bewährt hat, wenn alle günstigen Umstände: trockene Fahrbahn, trockenes Wetter usw. zusammentreffen, so sind doch bei der Instandsetzung der Landstraßen im großen die Voraussetzungen für einen Erfolg beim deutschen Klima fast niemals sicher gegeben, wie die letzten nassen Sommer zur Genüge bewiesen haben. Dazu tritt die Notwendigkeit, das Klebemittel in den wenigen Sommermonaten auf die zahlreichen über das ganze Land verstreuten kurzen Baustellen zu verteilen. Dies kann nur nach einem einheitlichen, von der Zentralstelle ausgearbeiteten Verteilungsplan geschehen, der sich nicht nach der Witterung richten kann. Schließlich kommt es darauf an, die Außenbeamten und die Arbeiter auf das Mittel einzuarbeiten, damit die Fehlerquellen studiert, durch Vergleich mit den Erfahrungen anderer Baustellen erkannt und abgestellt werden können. Unter Berücksichtigung aller dieser Notwendigkeiten hat sich die sächsische Straßenbauverwaltung in der Hauptsache zu einem Großversuch mit Kaltasphalt und zwar mit der Emulsion Colas entschlossen, die ihr in der Dresdner Fabrik in der erforderlichen Menge zur Verfügung steht. Der Transportfrage wurde nach den Erfahrungen des Vorjahres die größte Bedeutung beigemessen. Sie ist verhältnismäßig wichtiger als die Wahl des Klebemittels. Über Sachsen wurde ein Netz von Abfüllstationen gelegt, zunächst sechs, denen der Kaltasphalt im Kesselwagen durch die Bahn zugeführt wird. Von da — soweit nicht der Transport unmittelbar ab Fabrik stattfinden konnte — verteilten Tankwagen mit Anhängern der Kraftverkehr Freistaat Sachsen A.-G. den Colas an die Baustellen, wo er unmittelbar aus den Wagen auf die Straße abgelassen wurde. Nur nebenbei sei bemerkt, daß 13 Bauämter mit 77 Amtsstraßenmeistereien und etwa 600 Wartstellen zu versorgen waren. Nur so war es möglich, die Emulsion nach anfänglichen Mißerfolgen in brauchbarem Zustande an die Verwendungsstelle zu bringen und nutzloses Warten der Arbeiter fast auszuschalten. Daß der Betrieb sich im Laufe des Jahres 1926 nunmehr eingespielt hat, beweist die Leistung von 522 km im ersten Jahre. Als Durchschnittsleistung für die Herstellung sind 3500 m² am Tag anzunehmen, als Höchstleistung 7000 m². Zurzeit wird ein Druckspritzwagen ausgeprobt, um noch größeren Baufortschritt zu erzielen. Aus allem geht hervor, daß es für eine Bauverwaltung unwirtschaftlich ist, mit vielen Mitteln Versuche zu machen, daß vielmehr bei Durchführung eines großen Bauprogramms im wesentlichen zunächst nur mit einem Mittel gearbeitet werden kann. Es ist deshalb zweckmäßig, wenn sich die einzelnen Wegebauverwaltungen in die Erprobung der Mittel teilen, dagegen unzweckmäßig, wenn jede Verwaltung mit möglichst vielen Mitteln Versuche anstellt. Auf dem ersteren Wege wird das Richtige am schnellsten und wohlfeilsten gefunden werden.

[1]) Verkehrstechnik 1926, Heft 13, 14.

[2]) Zu beziehen von der Sächsischen Straßenbaudirektion im Finanzministerium zum Preise von 30.— R.-M. einschließlich zweier Nebenkarten und 64 Seiten statistischer Angaben.

Über die Bewährung der Oberflächenanstriche mit Kaltasphalt ist folgendes zu sagen: Sie liegen besser auf breiten Fahrbahnen als auf schmalen, wo mehr Spur gefahren wird, also die spezifische Abnutzung größer ist, besser im Gefälle als auf ebenen Strecken, besser in trockener freier Lage als auf engen Talstraßen und in Ortschaften, und halten sich länger auf Hartgestein als auf Weichgestein, wie Grauwacke; der Porphyr gibt ungefähr die Grenze zwischen Hart- und Weichgestein an. Die Strecken, die in der wärmeren Jahreszeit hergestellt sind, haben den Winter besser überstanden, als die in der kalten, nassen Jahreszeit aufgebrachten Aufstriche, besonders die im Oktober und November sind weniger widerstandsfähig. Im Gebirge wirkten die Eisketten zerstörend. Auf Decken, die mit reinem Sand eingewalzt sind, liegt das Bitumen wesentlich günstiger als auf solchen, die mit bindigen Stoffen hergestellt sind, selbst wenn die bindigen Bestandteile, was das A und Ω des Verfahrens ist, noch so sauber mit Besen und Wasser aus der Oberfläche entfernt worden sind. Sehr alte Decken sind ungeeignet, weil sie durch die Zermahlung des Gesteins und der Deckstoffe zuviel bindige Stoffe enthalten. Das gilt auch zum großen Teil für die Oberflächenbehandlung mit anderen Klebemitteln, die verwendet wurden, wie Bimex, Spramex, Bituroad, destillierter Teer, Kaltteer, Magnon, Vialit, Suspas, Webers Emulsion u. a. m. Im wesentlichen können die Oberflächenanstriche als gelungen bezeichnet werden, vor allem dort, wo es möglich war, noch vor dem Winter einen zweiten Aufstrich aufzubringen. Berücksichtigt man den eingangs erwähnten Verkehr und das außerordentlich ungünstige Jahr mit dem anschließenden noch ungünstigeren Winter, so kann man das Ergebnis sogar als überaus günstig bezeichnen. Selbst die verkehrsreicheren Straßen sind in einem gut fortkömmlichen Zustande erhalten worden. Perlketten und Längsrinnenbildung sind fast verschwunden, Frostaufbrüche wesentlich zurückgegangen. Es ist nicht zuviel gesagt, wenn man behauptet: Durch den Kaltasphalt haben wir noch einmal die Herrschaft über unsere Straßen wiedergewonnen.

In Zukunft wird man bei der Beurteilung genau unterscheiden müssen zwischen Strecken schwächeren Verkehrs bis 200 t, vielleicht auch bis 300 t, die dauernd mit Oberflächenanstrich behandelt werden sollen, und solchen stärkeren Verkehrs, die nur solange zu halten sind, bis sie höherwertig befestigt werden können. Neue Schüttungen sind nur mit reinen sandigen Deckstoffen einzuwalzen und erst nach sechs bis acht Wochen, jedoch vor Beginn der Zerstörung zu behandeln. Sehr alte abgefahrene Decken mit zermahlenen, verwitterten Deckstoffen und Steinen sind auszuschließen, hier hilft nur ein Neuschutt. Ebenso sind sehr feuchtliegende Strecken auszunehmen. Besonders in den ersten Jahren empfiehlt sich je ein Anstrich im Frühjahr und Herbst.

c) Von den 344 km neuen Schüttungen wurden 66 km im Kalttränkverfahren eingewalzt. Die alten Decken wurden zunächst ordentlich geflickt, dann gereinigt und mit Sand (man nimmt ein Drittel der Steinmenge) beschüttet, darauf die Schottersteine aufgeschaufelt, nicht aufgegabelt, und wie üblich mit Wasser gewalzt. Auf diesen Schutt wurde Colas nach besonderem Verfahren eingegossen[3]), die Decke abgesplittet und abgewalzt. Am nächsten Tage folgte die Oberflächenbehandlung. Durch die Umkehrung der Bauweise, den Sand statt von oben von unten in das Steingerüst zu drücken, läßt sich sehr an Bitumen sparen. Es hat sich herausgestellt, daß die Halbtränkung am besten mit 5 bis 6 kg Emulsion/m² liegt; eine magere Tränkung empfiehlt sich im allgemeinen nicht. Die Tränkstrecken haben sich fast ausnahmslos bewährt und liegen selbst bei einem Verkehr von über 800 t zum Teil noch recht gut, zumal wenn sie im Herbst noch einen zweiten Anstrich erhalten haben. Auch ein Tränkschutt mit Suspas hat sich gut bewährt. Eine Magnonvolltränkung liegt in dem Teil, der vor der Oberflächenbehandlung mit Kaltteerasphalt gut austrocknen konnte, gut, zum größeren Teile sind Beschädigungen der Decke und des Schutzanstriches aufgetreten (Verkehr über 800 t).

Das Verfahren der Halbtränkung soll immer weiter ausgedehnt werden mit dem Ziele, möglichst alle Neuschüttungen so zu tränken. Auch hier bietet das Kaltverfahren aus obenerwähnten Gründen mehr Vorteile als das Heißverfahren, nicht zuletzt auch vom Standpunkte der Arbeiterwohlfahrt.

d) Von den hochwertigen Decken hat auch im Jahre 1926 das Kleinpflaster die erste Stelle eingenommen. Abgesehen davon, daß im Lande erstklassiges Steinmaterial in fast unbegrenzter Menge zur Verfügung steht und daher schon wirtschaftlich dessen Verwendung gegeben ist, bleibt das Kleinpflaster an der Spitze aller Befestigungsarten und wird auch von den Straßenbenutzern allgemein als die beste, weil sicherste hochwertige Decke für Landstraßen gelobt. Das wird sich noch mehr bemerkbar machen, wenn die verkehrsreichen Straßen durch den Gummi der Reifen geglättet werden. Nur wenn die Steinindustrie die für sie günstige Lage ausnützt und in den Preisen wieder unverhältnismäßig hochgeht, werden die Bauverwaltungen nicht mehr in der Lage sein, Kleinpflaster zu verwenden.

Im Jahre 1926 mußten nur einige mehr als 20 Jahre unter stärkstem Verkehr an der Ausfallpforte der Großstädte liegende Kleinpflasterstrecken erheblich ausgebessert werden. Wo vereinzelt Steine zersprungen sind, liegt es am Material, das in einer Zeit eingebaut worden ist, wo die Erfahrungen noch nicht vorlagen. Solche Fehlerquellen sind längst ausgeschaltet, so daß Mißerfolge bei Kleinpflaster bei seiner einfachen Bauweise heute ausgeschlossen sind.

Von den Sonderbauweisen sind 1926 Betonstraßen und Bitumendecken in einer Gesamtlänge von 15 km Länge hergestellt worden. Die Chemnitzer Soliditit betonstrecke (Staatsstraße Limbach—Mittweida km 11,8 bis 12,8) liegt im allgemeinen gut, nur die zwei letzten Felder weisen schon große Schlaglöcher auf, und die Oberschicht ist an manchen Stößen um $^1/_2$ bis 1 cm abgefahren. Die Leipziger Soliditit betonstrecke auf der Staatsstraße nach Merseburg bei Dölzig hat den Winter nicht überstanden und ist vollkommen zerstört. Da nun im Gegensatze dazu die auf der Staatsstraße Dresden—Bodenbach in Pirna ebenfalls unter ebenso schwerem Verkehr liegende, im Herbst 1925 hergestellte Soliditit betonstrecke fast tadellos liegt — es haben allerdings auch schon kleine örtliche Zerstörungen der Oberschicht begonnen — so kann ein Gesamturteil über den Soliditit beton heute noch nicht abgegeben werden. Die 1925 ausgeführten Torkretbetonstrecken haben sich nicht bewährt.

Von Bitumen sind 1926 verschiedene Bauweisen, Steinschlagasphalt, Asphaltbeton und Sandasphalt, hergestellt worden. Sie haben sich bis jetzt gut bewährt, besonders die mit Binder- und Verschleißschicht. Ohne näheres Eingehen auf die einzelnen Bauweisen läßt sich eine Beurteilung im Rahmen dieser Darlegungen nicht geben. Es ist auch gar nicht möglich, jetzt schon ein allgemeines Urteil abzugeben. Dazu ist die Zeit viel zu kurz. Dasselbe gilt von Bitumenteppichen auf Pflaster, in Kühren auf hundertjährigem Kopfsteinpflaster, die bei schwerem Verkehr als eine glänzende Zwischenlösung, nicht aber als ein Dauerheilmittel anzusehen sind. Hier wird Hartgußasphalt am Platze sein.

Bei allen hochwertigen Decken unter 6 m Breite machen sich die unbefestigten Randstreifen für den Verkehr unangenehm bemerkbar. Es wird deshalb zur Befestigung etwa durch Asphalttränkmakadam geschritten werden müssen. Ein gut gelungener Versuch ist bereits gemacht worden.

Wenn auch die Klagen der Pferdefuhrwerksbesitzer über die unvermeidliche Glätte der Bitumendecken allmählich verstummt sind, so wird man solche Befestigungsarten zweckmäßig nur in der Nähe der größeren Städte verwenden, wo sich die Pferde schon an den Asphalt gewöhnt haben, zumal wenn die Hufe durch Einlegen von Hanfstricken gegen Ausgleiten gesichert werden.

III.

Neben der Instandsetzung der Fahrbahn wurde im Jahre 1926 auch die Anpassung der Straßenanlage im Grund- und Aufriß an den Kraftwagenverkehr weitergeführt. Von den 62 Bauten seien nur als große Kunstbauten die Löbauer Brücke und die Halsbacher Muldentalbrücke bei Freiberg erwähnt, die noch im Bau sind. An größeren Umgehungsstraßen wurden in Angriff genommen die 6 km lange Verlegung der Reitzenhainer Staatsstraße (Leipzig-Chemnitz) bei Penig mit Muldenbrücke und die Entlastungsstraße zur Hofer Staatsstraße westlich Chemnitz und die umfangreichen Verlegungsbauten bei Wolkenstein. Die Straßen bei Penig und Chemnitz sollen möglichst kreuzungsfrei ausgestaltet werden und Anschlüsse mit Richtungsbetrieb erhalten. Unter die kleineren Bauten fallen zahlreiche Umbauten von Krümmungen. Daneben erhalten sonst übersichtliche starke Krümmungen einseitige Querneigung, die am Bogenanfang bereits vorhanden sein muß. Es werden deshalb Rampen in der Längsrichtung der Straße als Übergang eingebaut. Da die sächsische Straßenbaudirektion zurzeit technische Vorschriften für die Planaufstellung von Straßenneubauten und -Verlegungen ausarbeitet, wird Gelegenheit sein, in einer späteren Veröffentlichung auf die Einzelheiten der Ausführung zurückzukommen.

Nach den Erfahrungen des Jahres 1926 ist mit Sicherheit zu erwarten, daß das große Bauprogramm der Instandsetzung der sächsischen Staatsstraßen Ende 1931 planmäßig durchgeführt werden wird, und es macht sich schon heute der günstige Einfluß der Instandsetzung durch Verminderung der Abnutzung der Kraftwagen bemerkbar. Sowohl die Bauverwaltung wie die Wirtschaft haben umso größeren Gewinn, je schneller die Wiederherstellung der Straßen vor sich geht, diese durch Ersparnis an Wagenunterhaltungs- und Betriebskosten und verbesserte Güterbeförderung, jene durch Vermeidung von höheren Ausgaben in späteren Jahren, da die Instandsetzung umso teurer ist, je weiter die Straßen heruntergewirtschaftet werden. Welche Verfahren oder welche Baustoffe man auch immer dazu verwenden mag, das Tempo ist die wichtigste Forderung und daher die Bauweise am besten, die am schnellsten zum Ziele führt.

[3]) Näheres über das Verfahren im Aufsatz von Oberregierungsbaurat Kluge, Verkehrstechnik 1926, Heft 5.

Behebung der schädlichen Folgen einer Rißbildung im Wasserschloß einer Großwasserkraftanlage.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ing. **Karl Otto Hornig,** Oberingenieur der Bauunternehmung Pittel & Brausewetter, Prag.

A. Einleitung.

Die Großwasserkraftanlage Kaaden (Böhmen) wurde in den Jahren 1920 bis 1924 erbaut. Sie leitet das ganze mittlere Egerwasser von 28 m³/Sek. durch einen 6 km langen geschlossenen Hangkanal bezw. Gebirgsstollen (Freispiegel), dessen volles Profil einen Querschnitt von 15,8 m² aufweist, zum Wasserschloß bei der Ortschaft Lametitz. Diese Anlage besteht aus einem offenen Meßkanal, einem Vorbecken und dem eigentlichen Wasserschloßgebäude mit drei Einlaufkammern (Abb. 1).

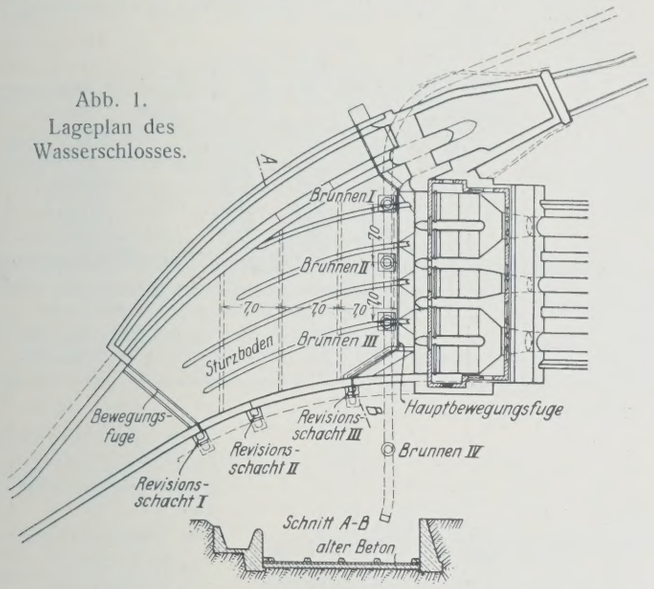


Abb. 1. Lageplan des Wasserschlosses.

Vom Ende des 4,35 m breiten Meßkanals erweitert sich das Vorbecken von diesem Maß auf eine Breite von 25 m vor der Einlaufschwelle der Wasserschloßkammern. Seine Länge ist mit rd. 50 m bemessen. Links befindet sich ein im Bogen geführtes Streichwehr von 40 m Länge mit Leerlauf und Gegenmauer. Rechts ist das Becken von einer 5 m hohen, ebenfalls im Bogen geführten senkrechten Wangenmauer begrenzt; in dieser sind senkrechte Dehnungsfugen angeordnet, deren letzte drei dem Wasserschloß zunächst liegenden 7 bezw. 12 m voneinander entfernt liegen.

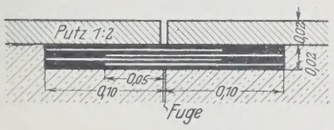


Abb. 2. Alte Dichtung der Bewegungsfugen.

Die Durchführung der senkrechten Fugen geschah in der Weise, daß einzelne Mauerabschnitte betoniert wurden, die an ihren glatten Berührungsflächen mit Dreieckschmatzen ineinandergreifen. An der Wasserseite wurde zur Erzielung einer wasserdichten Überdeckung des Stoßes schon bei der Schalung eine Nut im Beton ausgespart, die 2 cm in diesen eingelassen und 20 cm breit (je 10 cm zu beiden Seiten der Fuge) gehalten ist. In diese Nut wurde die Dichtung in der aus Abb. 2 ersichtlichen Weise verlegt. Abwechselnd wurden Asphalt- und Jutelagen aufgebracht, und der letzte Asphaltüberstrich erhielt eine Besandung für das bessere Anhaften des darüberliegenden 2 cm starken Zementglattstriches. Über der Fuge wurde der Putz durchschnitten.

Die Beckensohle, die von einer 4,5 m hohen Wassersäule überflutet wird, ist 50 cm stark in Stampfbeton hergestellt und besitzt nur eine durchgehende Arbeitsfuge dicht vor der Einlaufschwelle des Wasserschlosses und parallel zu dieser. Die Fuge war nicht als Dehnungsfuge ausgebildet, sondern der 2 cm starke Sohlenputz war über sie hinweggezogen. Die Nichtanwendung einer Dehnungsfuge in der Beckensohle war darin begründet, daß bei so bedeutender Wassertiefe und ständigem Abfluß nicht solche Temperaturwirkungen auftreten können, die ein Reißen des Betons verursachen, zumal die Sohle im Herbst bei durchweg tiefen Temperaturen hergestellt war. Künstliche Sohlenfugen bilden aber anderseits bei durchlässigem Untergrund eine Gefahrenquelle für diesen, da Undichtheiten in ihnen schwer festzustellen und zu beheben sind.

Das Wasserschloßgebäude selbst steht auf einem Geländevorkopf, dessen unter 21° abfallender Hang die Rohrbahn trägt. An das Gebäude schließt links die Heberanlage für 14 m³ Sekundenleistung an. Alle erwähnten Bauteile stehen auf einem dichtgelagerten, standfesten Untergrund aus gelbbraunem Basalttuff, dessen große Mächtigkeit die spätere Untersuchung noch zeigen wird. Vor dem Wasserschloß ist eine engbegrenzte diluviale grobkörnige Schotterlinse in diesem Material eingelagert, auf der zum Teil auch die Sohlplatte liegt. Der Baugrund ist als sehr gut und zuverlässig zu bezeichnen. Die höchste Beanspruchung beträgt 1,2 kg/cm² bei einer zulässigen Pressung von mindestens 3 kg/cm².

Nachdem das Werk bereits ein halbes Jahr in klaglosem Betrieb gestanden hatte, trat plötzlich zu Weihnachten 1924 eine Rißbildung auf, die quer über den ganzen Bauteil, und zwar von der dem Wasserschloßgebäude zunächst liegenden Dehnungsfuge in der rechten Wangenmauer ausgehend, schräg über die Sohle zur erwähnten Arbeitsfuge, in dieser auf eine Länge von 19 m verlaufend, dann wieder schräg zum Überfallwehr überspringend durch dieses, den Leerlauf und die Gegenmauer verlief. Es hatte sich eine Lostrennung des Wasserschlosses mit Heberanlage vom Vorbecken vollzogen, die gleichzeitig mit einer Senkung des ersteren verbunden war. Der Riß setzte sich beiderseits im Gelände fort und war links auf 8 m, rechts auf 30 m zu verfolgen. Die Öffnung in der Beckensohle betrug 1 cm (wagerecht) und 7 mm (lotrecht). Die Dehnungsfuge in der rechten Wangenmauer hatte sich in gleichem Maße erweitert. Das Wasser durchströmte den Untergrund und trat am Hang zutage. Die Turbinen mußten sofort abgestellt und die Anlage entleert werden, um den Ursachen nachgehen zu können. Das Studium dieser Ursachen und die Behebung des Schadens erforderten eine gewisse Zeit, und deshalb wurde zur Aufrechterhaltung des Betriebes bald danach der Meßkanal abgedämmt und von dieser Stelle das Betriebswasser in einem vorläufigen Holzfluder von 60 m Länge und 7 m³ Fassungsraum (damaliger Bedarf) zu den Einlaufkammern geleitet (Abb. 3a u. 3b).

B. Ursachen der Rißbildung.

Die eingehenden technischen und geologischen Untersuchungen, die unter Zuziehung von mehreren Sachverständigen beider Richtungen vorgenommen wurden, ergaben folgenden Sachverhalt:

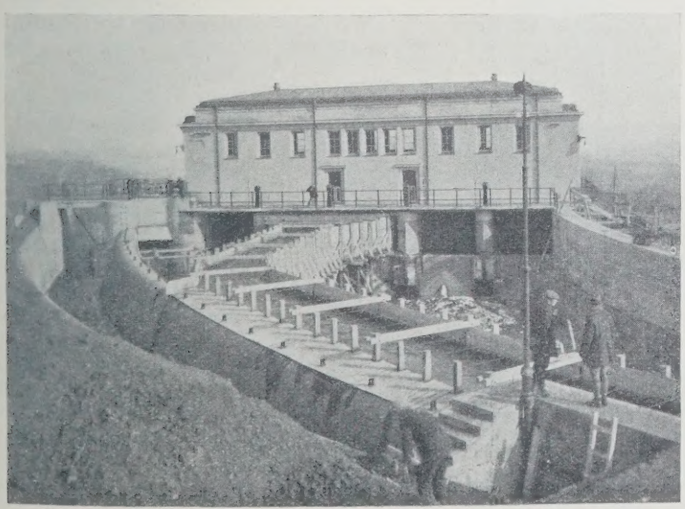


Abb. 3a. Holzfluder in Betrieb.

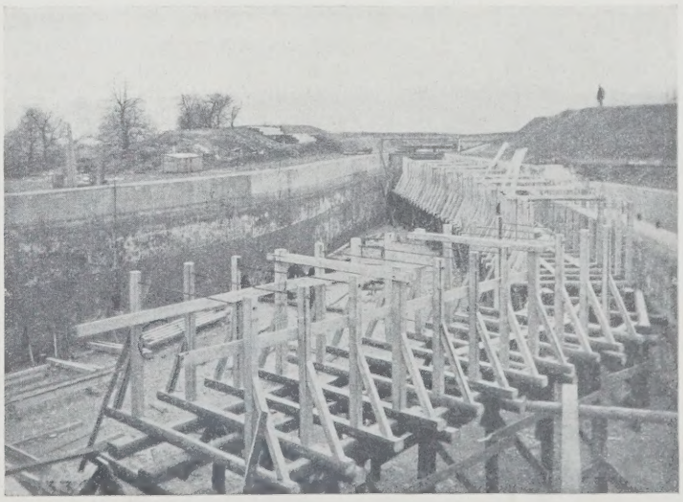


Abb. 3b. Bau des Holzfluders.

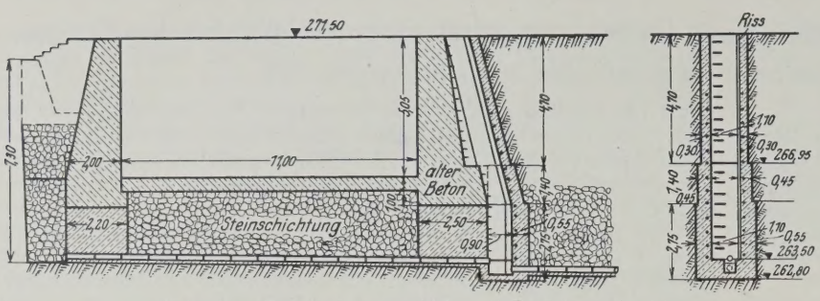


Abb. 4a. Entwässerungsschlitz mit Revisionsschacht.

Abb. 4b. Einzelheit der Saugleitung.

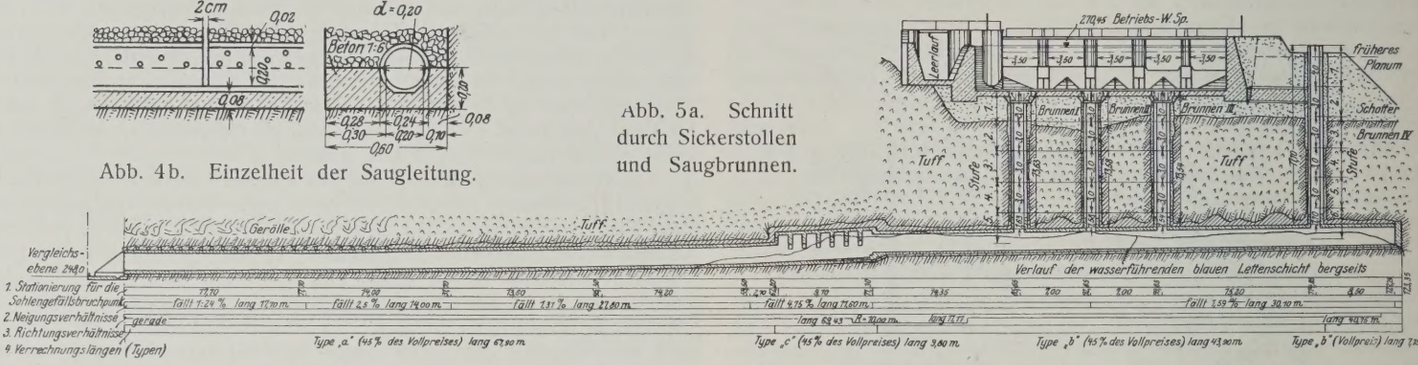


Abb. 5a. Schnitt durch Sickerstollen und Saugbrunnen.

In nächster Nähe der ersten Dehnungsfuge, etwa 2 m von dieser entfernt, war in die rechte Wangenmauer ein Entnahmerohr für die Wasserleitung der Ortschaft Lametitz eingelegt, das unmittelbar hinter der Mauer einen Absperrschieber besaß. Dieser Schieber war gebrochen, und das Wasser konnte in großen Mengen austreten und den Schotterboden, auf dem die Wangenmauer fundiert ist, unterwaschen. Diese hat sich wahrscheinlich infolgedessen gesetzt, die Dehnungsfuge öffnete sich übermäßig, und die Asphalt-Jute-Dichtung konnte dieser Bewegung nicht mehr folgen. Dadurch wurde aber dem Wasseraustritt immer mehr Spielraum gegeben und die vollständige Durchweichung des Fundamentbodens unter dem Wasserschloßgebäude bewirkt. Dadurch müssen die Bodenteilchen hauptsächlich im Schotter zusammengesackt sein, wodurch eine Setzung des ganzen schweren Baublocks und damit ein Klaffen der Arbeitsfuge in der Sohlenplatte erklärlich wird; diese Bewegung geschah ruckweise und wirkte sich über die volle Breite der Anlage aus, was durch Zerr-Risse in der Überfallmauer und Gegenmauer des Leerlaufes zum Ausdruck kam.

Begünstigt wurde die Abtrennung des schweren Bauteils in der Sohlenfuge durch die Vibration der Turbinen. Diese pflanzt sich in der Wassersäule der mächtigen Druckrohre fort, wird auf die schweren Betonmassen des Wasserschlosses übertragen und versetzt diese in ständige Schwingungen. Eine heftige Steigerung erfahren die so verursachten Erschütterungen aber bei Wasserschlägen. Es liegt daher nahe, daß solche dynamische Einwirkungen im Beton Scherkräfte hervorrufen, die dort am wirksamsten sein werden, wo starke an schwache Konstruktionsglieder angrenzen. In unserem Falle ist dies die Sohlenfuge, denn in ihrem Verlauf liegt auch die kleinste Scherfestigkeit.

Mit diesen Feststellungen allein begnügte man sich jedoch nicht, sondern legte Wert darauf, über die Bodenbeschaffenheit in größeren Tiefen ein möglichst klares Bild zu erlangen. Zu diesem Zweck wurden zahlreiche Tiefbohrungen im ganzen Wasserschloßbereich vorgenommen. Das Ergebnis aus den hierbei gewonnenen Aufschlüssen kann dahin zusammengefaßt werden, daß der Baugrund durchweg von sehr guter Beschaffenheit ist. Der Basalttuff zeigte sich in einer Mächtigkeit von 12 bis 18 m und wird in den untersten Partien felsartig. In einer Tiefe von rund 20 m unter Geländeoberfläche tritt aber ganz unvermittelt eine sanft abfallende 4 bis 7 m starke Lettenschicht auf von blaugrauer Färbung mit örtlichen schwachen Lehm- und Tonüberlagerungen in Gelb, Weiß, Rot und Grün. Unter diesem Bande von Verwitterungserzeugnissen des Basaltes folgt nun sehr harter, violetter Basalt, der bis zu einer Tiefe von 3 m verfolgt wurde.

Schon bei den Bohrungen ergab sich, daß die Lettenschicht wasserführend ist. Sie leitet einen Grundwasserstrom ab, der von der Hochflur des Wasserschloßgeländes gespeist wird, doch rührt er nicht von Versickerungen des Obergrabens her, wie spätere systematische Messungen und andauernde Beobachtungen ergeben haben. Es ist aber wahrscheinlich und naturgemäß, daß bei der ausgiebigen Durchdringung des Untergrundes beim Eintritt des Rohrbruches und seiner Folgeerscheinungen die Lettenschicht so starken Wasserzufluß erhielt, daß sie zu einer Gleitfläche wurde. Damit war jedoch die Möglichkeit einer wenn auch unmerklichen Bewegung gegeben.

C. Maßnahmen zur Behebung des Schadens.

Mit diesen Untersuchungsergebnissen waren nun die Grundlagen für die zu treffenden Vorkehrungen gewonnen. Auf Grund von Vorschlägen, namentlich der Bauunternehmung Pittel & Brausewetter, entschloß man sich zu folgenden Maßnahmen:

I. Bodenentwässerungsanlagen,
II. Befestigung des Untergrundes,
III. Dichtung der ganzen Vorbeckensohle,
IV. Vollständige Lostrennung des Wasserschlosses vom Vorbecken mittels Dehnungsfugen,
V. Neue Dichtung der bestehenden lotrechten Fugen,
VI. Verlegung des Entnahmerohres der Wasserleitung.

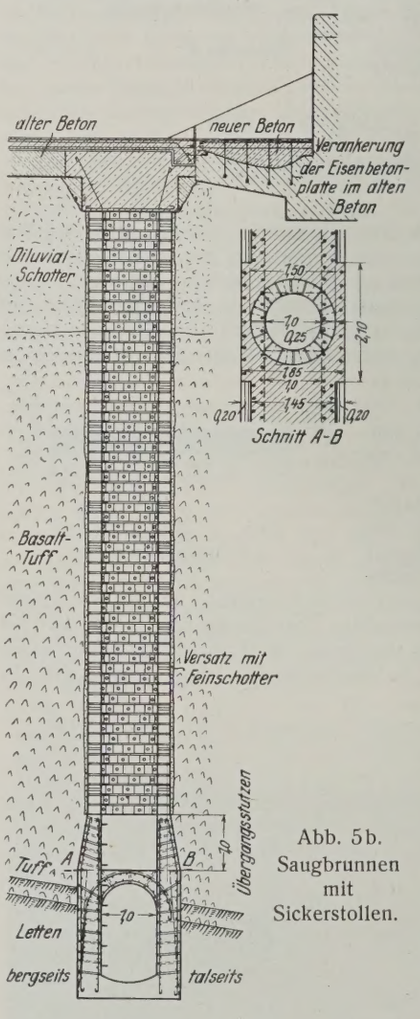


Abb. 5b. Saugbrunnen mit Sickerstollen.

I. Die Bodenentwässerungsanlagen umfaßten nachstehende Bauten:

a) Entwässerungsschlitz,
b) Saugbrunnen,
c) Sickerstollen,
d) Revisionsschächte bei den lotrechten Dehnungsfugen.

Der Entwässerungsschlitz (Abb. 4a u. b) wurde 30 m oberhalb des Wasserschloßgebäudes quer über das ganze Bauwerk, das hier 16 m breit ist, 3 m unter der Beckensohle geführt und durchschneidet den Tuff bis zur undurchlässigen Schicht. Er mündet, nachdem er das Mauerfundament unterfahren hat, in einem landseitig an die Wangenmauer angebauten Revisionsschacht, der gleichzeitig zur Beobachtung der ersten lotrechten Fuge dient. Hier werden Sickerwässer, die vom Meßkanal kommen sollten, abgefangen und durch eine Zementrohrleitung von 20 cm Durchm. und 1 % Gefälle seitlich unschädlich abgeleitet. Das Füllmaterial besteht aus durchgeworfenem Schotter. Die Sohle wurde in einer noch zu besprechenden Weise wieder geschlossen.

Die Saugbrunnen (Abb. 1 u. 5) liegen in der Linie der wiederholt genannten Arbeitsfuge der Sohle 2 m vor der Einlaufschwelle. Davon sind drei im Becken selbst und einer außerhalb davon angeordnet. Der gegenseitige Abstand beträgt bei den inneren Brunnen 7 m. Der äußere ist vom Gelände aus niedergebracht und hat einen Abstand von 15 m vom rechten inneren. Alle vier Brunnen haben den gleichen Durchmesser von 1 m; sie wurden mit Betonformsteinen der Mischung 1 : 6 ausgemauert, deren Wandstärke 25 cm beträgt. In diesen sind Sickerlöcher von 3 cm Durchm. ausgespart.

Diese Saugbrunnen haben den Zweck, allenfalls unter der Beckensohle aus unkontrollierbaren Sickerungen noch zusitzende Wasser vor dem Wasserschloßuntergrund abzusaugen und dem Sickerstollen zuzuführen, in den sie alle einmünden. Sie bilden mit diesem in ihrer Gesamtheit gewissermaßen eine Entwässerungswand, die bis auf die blaugraue, wasserführende Lettenschicht 20 m unter Gelände oder 16 m unter Beckensohle hinabreicht. In dieser Tiefenlage durchfährt der Sickerstollen den ganzen in Betracht kommenden Bereich des Baugeländes und ebenfalls in der Flucht der Arbeitsfuge der Beckensohle liegend (Abb. 5a u. b).

Der Sickerstollen ist frei begehbar als Revisionsstollen angelegt und durchschneidet die Lettenschicht so zwar, daß er bergseits $^2/_3$ seiner Höhe in diese eingeschnitten ist. Die Abmessungen seines Querschnitts gehen aus Abb. 6a hervor. Auf Grund der Erwägung, daß bei einer Bewegungstendenz starke Druckwirkungen auftreten können, wurde überdies sicherheitshalber in jenem Teil, der rechtwinklig zur Fallinie der Lettenschicht verläuft, eine kräftige doppelte Bewehrung eingelegt (Abb. 6a). Deswegen waren aber keine Sickerschlitze anwendbar, sondern es mußten Drainrohre von 5 cm Durchm. einbetoniert werden. Dadurch wirkt der Stollen wie ein Sieb und erfüllt seine Aufgabe vorzüglich.

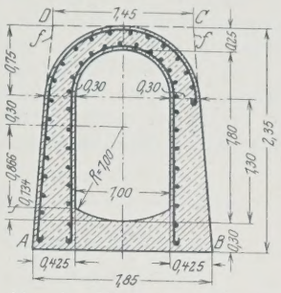


Abb. 6a. Normalquerschnitt des Sickerstollens.

Wie schon erwähnt, sind die vier Saugbrunnen auf dem Sickerstollen aufgesetzt und sind von diesem aus ersteigbar. Es können daher Durchsickerungen unter der Beckensohle oder durch die darüber hinweggehende Hauptdehnungsfuge sofort festgestellt werden.

Die abgezogenen Grund- bezw. Sickerwässer werden nun auf der verputzten Sohle des Stollens, der ein Gesamtgefälle von 2% und eine Länge von 116 m besitzt, gesammelt und aus dem Bereich der Anlage zu deren linker Seite geführt. Dann wendet er sich in scharfem Bogen rechts, um in der weiteren Fortsetzung nur noch als Sammelstollen fast parallel zur Richtung des Leerschusses zu verlaufen, und leitet das Wasser in den Untergraben.

Die drei Dehnungsfugen in der rechtseitigen Wangenmauer erhielten je einen Beobachtungsschacht (Abb. 4a) an der Außenseite der Mauer. Untereinander sind diese Schächte durch eine Zementrohrleitung verbunden, die etwaige Sickerwässer sofort unschädlich in den Saugbrunnen außerhalb des Beckens abführen würden.

Zur Untersuchung der Spülwirkungen unter der Sohle an der Bruchstelle wurde diese längs der Arbeitsfuge in einer Breite von 40 cm aufgeschlitzt. An den Stellen, wo die inneren Brunnen zu liegen kamen, geschah dies in einem Quadrat von 2×2 m. Der Arbeitsvorgang bei der Herstellung der Brunnenschächte wurde derart gewählt, daß man so rasch als möglich auf die Sohle des Sickerstollens kam, um für diesen mehrere Angriffspunkte zu gewinnen. Dabei mußte auch berücksichtigt werden, daß zwischen äußerer Brunnenwand und dem umgebenden Tuff- bezw. Schottermaterial keine unausgefüllten Verbrüche entstehen durften, da solche bei den heiklen Verhältnissen Anlaß zu Fundamentbewegungen geben könnten. Deshalb wurde nicht mit Senkbrunnen geteuft, sondern man brachte quadratische Schächte von 1,5 m Seitenlänge mittels Getriebezimmerung nieder. Zur Bestimmung der Höhenlage des Sickerstollens wurde der Verlauf der Lettenschicht in den beiden äußeren Schächten der Beckenbrunnen zugrunde gelegt. Von allen drei Schächten konnte dann beiderseits der Stollen angeschlagen werden, so daß mit dem vierten und dem Auslauf acht Angrifforte bestanden. Der Vortrieb geschah mittels Türstockzimmerung mit Verpfählung. Der Ausbruch wurde teils durch den Auslauf mit Vorderkippern, teils durch die Schächte mit Haspeln gefördert. Auch dort, wo die Firste im Letten lagen, wurde dieser ganz entfernt, bis sich der wasserdurchlässige Tuff zeigte, was manchmal erst in einer Höhe von 1 bis 2 m über dem Normalfirst der Fall war. Dies deshalb, um ein Überleiten des Grundwassers über den Stollenrücken zu unterbinden und es in den Stollen zu zwingen. Dieser Vorgang erforderte natürlich äußerste Vorsicht und machte eine vollständig satte Ausbetonierung der Hohlräume notwendig. Wo sich die Höhen zu groß ergaben, wurde ein überhöhtes Profil mit Versteifungsgurten in Anwendung gebracht. (Abb. 6b u. 6c).

Bei dem knapp bemessenen Profil des Stollens mußte auch auf die zu verwendende Schalung Bedacht genommen werden. Es wurden 30 Stück Winkeleisenrahmen $50 \cdot 50 \cdot 5$ hergestellt, und zwar für das volle Profil. An den beiden Enden der Sohlspreize waren die Steher gelenkig mit dieser verbunden; im Scheitel bestand eine lösbare Verbindung, so daß die Rahmen zusammenklappbar und leicht transportabel waren. Je nach dem aufzunehmenden Druck während der Einbringung des ziemlich plastischen Betons wurden die Rahmen enger oder weiter gestellt, im allgemeinen aber 60 cm voneinander. Diese Schalungsart bedeutete Zeit- und Raumersparnis.

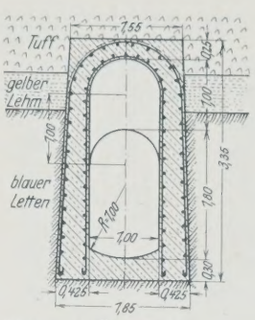


Abb. 6b. Überhöhter Querschnitt des Sickerstollens.

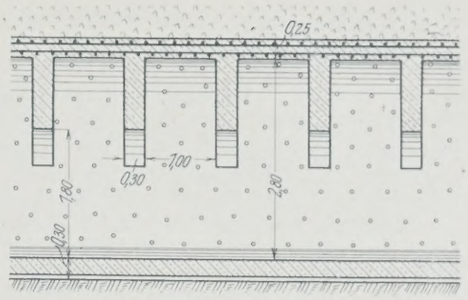


Abb. 6c. Längenschnitt.

Nicht unbedeutende Erschwernisse verursachte in dem engen nassen Profil die Bewehrung. Auch das Einbringen der Betonmasse war mühselig und im First manchmal nur mit der bloßen Hand möglich. Aber das angestrebte Ziel, die satte Anpressung an das Gebirge, wurde durchweg erreicht.

Beim Aufsetzen der kreisrunden Brunnen auf die quadratischen Stollenöffnungen mußte so vorgegangen werden, daß zunächst ein Übergangstutzen von 1 m Höhe ebenfalls in Eisenbeton hergestellt wurde (Abb. 5b). Auf dem so erhaltenen Kranz konnte dann mit den vorbereiteten Formsteinen in die Höhe gemauert werden. Die Zimmerung wurde hierbei im standfesten Tuff rahmenweise entfernt und dann nachgemauert. Die verbliebenen Zwickel und sonstigen Hohlräume wurden mit Feinschotter ausgestampft. Im schotterigen Boden, wo der Schachtquerschnitt größer war, wurde erst hochgemauert und dann die Zimmerung gezogen bei gleichzeitigem Ausstampfen der Zwischenräume. Der letzte Brunnenkranz liegt 1 m unter der alten Sohlenoberkante. Der wasserdichte Abschluß der Brunnen nach oben wird tieferstehend beschrieben.

II. Befestigung des Untergrundes. Viel umstritten war die Frage, in welcher Weise die unter der Beckensohle entstandenen Auswaschungen behoben und der Untergrund vor Durchfeuchtung ein für alle Male gesichert werden sollte. Es erhoben sich Stimmen, die eine vollständige Erneuerung des Sohlbetons und vorheriges Aufbringen einer Lettenschicht vertraten. Es wäre dies wohl auch eine mögliche und gute Lösung gewesen, doch sehr zeitraubend und teuer. Deshalb wurde doch schließlich der Vorschlag der Unternehmung angenommen, der die Dichtung unter der Sohle und sämtlichen Mauerfundamenten mit Preßzement vorsah. Die weiteren damit zusammenhängenden Maßnahmen finden unter III. Erwähnung.

Für die Zementeinpressungen wurde ein Injektor verwendet, der von einem Flottmannschen Kompressor FK 12 mit Preßluft versorgt wurde. Vor dem Anschluß an den Injektor war in die Luftleitung ein Schieber eingebaut, um den Luftzutritt je nach Bedarf regeln zu können. Dies war notwendig, um ein etwaiges Auftreiben der Sohlenplatte zu verhindern. Für das Einpressen der Zementmilch in den Boden wurde aus 25 mm weiten Gasrohren von 2 bis 3 m Länge durch Verschweißen und Zuspitzen des einen Endes eine Art Füllrohr konstruiert, das in den Wandungen durchlöchert war. Am offenen Ende befand sich ein Gewinde für die Verschraubung des Masseschlauches.

Die Betonsohle wurde mit Preßlufthämmern durchbohrt, das Füllrohr eingetrieben, seitlich abgedichtet, der Masseschlauch angeschraubt und der Injektor unter Druck gesetzt. Es genügten meist 2 bis 3 at zum Einpressen von einigen Injektorfüllungen. Die Füllrohröffnungen wurden dabei durch Ziehen in verschiedene Horizonte gebracht und so der Boden nach Hohlräumen abgesucht. War der Boden nicht mehr aufnahmefähig, so wurde das Bohrloch mit einem Holzpfropfen vorläufig verschlossen und nach einigen Tagen nochmals eine Einpressung versucht. Drang an dieser Stelle keine Zementmilch mehr ein, so wurde das Bohrloch endgültig abgedichtet.

Es hatte sich bald eine gewisse Erfahrung in der richtigen Beurteilung der erforderlichen Zementmilch-Konsistenz und Bohrlochentfernung herausgebildet. Von ersterer ist der Erfolg eines Eindringens in den porösen Boden in erster Linie abhängig. Die Entfernung der Bohrlöcher ergibt sich aus Versuchen und richtet sich nach der Dichte des Bodenmaterials. In unserem Falle wurden die Bohrlöcher in parallelen Reihen angeordnet, deren Entfernung 1 bis 2 m betrug. Die gleichen Abstände hielt man in den Reihen ein. Bei den Fundamenten der Wangenmauern waren Bohrlöcher von über 2 m Tiefe notwendig, und besonders im Umkreise der gebrochenen Wasserleitung wurden durch diese beträchtliche Zementmengen eingepreßt, bis die Sättigung des ausgewaschenen Bodens erreicht war.

Auf diese Weise wurden rd. 300 m² Sohlenuntergrund gedichtet, was einen Aufwand von 26 500 kg Portlandzement erforderte. Es kamen also auf 1 m² gedichtete Fläche durchschnittlich 88 kg oder fast 2 Sack Zement. Mit diesem Ergebnis durfte man sich wohl zufrieden geben.

Endlich wurden noch kleinere Risse in der Nähe der Abbruchstelle mit Zement vergossen, und auf der so vorbereiteten Unterlage konnten nun die übrigen Dichtungsmaßnahmen vorgenommen werden.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Druckverteilung im Baugrunde.

I. Die Ergebnisse neuerer Versuche.

Von Prof. Dr.-Ing. **F. Kögler,** Freiberg i. Sa., und Regierungsbauführer Dr.-Ing. **Scheidig,** Langenhessen.

Die Kenntnis über die wirkliche Druckverteilung im Baugrunde unter Einzellasten oder endlich ausgedehnten Gründungskörpern mit beliebig gestaltetem Grundriß, deren Bedeutung für den Bauingenieur wie für den Bergmann wohl außer Zweifel steht, reicht zurzeit noch recht wenig weit. Zur Ermittlung der Lasteinflüsse auf Brückenfahrbahnen, auf Durchlässe, Unterpflastertunnel, Schächte und Stollen, auf Stützmauern und andere Bauwerke, ebenso wie zur Berechnung und zweckmäßigsten Gestaltung von Fundamentplatten, Tunneltrögen, Schleusen, Behälterböden und anderen Gründungskörpern macht man Annahmen, die zwar sehr einfach sind, meist aber der Wirklichkeit sehr wenig nahe kommen.

Auf die Unsicherheit dieser Grundlagen ist an anderer Stelle schon kurz hingewiesen worden.[1])

Daß die heute gebräuchlichen Annahmen über die Druckverteilung im Baugrunde unter örtlichen Lasten mit der Wirklichkeit nicht übereinstimmen, ist zwar bekannt, doch fehlen bis jetzt brauchbare Unterlagen, um die bisherigen Annahmen durch zutreffendere zu ersetzen.

Nachdem die jahrelangen Versuche der Verfasser nunmehr gewisse feststehende Ergebnisse erkennen lassen, erscheint es jetzt zweckmäßig, über die bisher vorliegenden theoretischen und experimentellen Untersuchungen zur Frage der Druckverteilung im Baugrunde, die in zahlreichen, vor allem ausländischen Zeitschriften verstreut sind, einmal im Zusammenhange zu berichten und sie kritisch zu prüfen, die Haltbarkeit theoretischer Annahmen und Ableitungen an Hand der Versuchsergebnisse zu untersuchen, Lücken in der Erkenntnis an Hand der eigenen Versuche zu schließen und damit Grundlagen zur Weiterbildung der Theorie und zur Aufstellung zutreffender Entwurfsgrundlagen für die Praxis zu geben. All dies ist um so notwendiger, als die amerikanischen Forscher meist rein experimentell vorgehen und theoretische Folgerungen aus ihren großen Versuchsreihen unterlassen, während die europäische Erdbauforschung oft allzu theoretisch arbeitet und sich damit manchmal weit von der Wirklichkeit entfernt. Gerade auf dem noch so wenig bearbeiteten Gebiete der Erdbaustatik müssen aber Theorie und Versuch eng Hand in Hand arbeiten, um brauchbare Ergebnisse zu erzielen.

In diesem Aufsatze sollen zunächst die bisher vorliegenden Versuchsergebnisse einer Sichtung und kritischen Würdigung unterzogen werden. Zur Nachprüfung und Ergänzung der bisherigen Versuche, denen teilweise Mängel anhaften, sind in den letzten Jahren im Institut für Technische Mechanik der Bergakademie Freiberg i. Sa. umfangreiche neue Versuche durchgeführt worden, deren Ergebnisse anschließend mitgeteilt werden sollen.

Die rechnerische Erfassung der Druckverteilung auf Grund der Versuche und ihre Abhängigkeit von den verschiedenen Umständen, die neuen Ergebnisse über Spannungsverteilung und Bettungsziffer an der Sohlfläche von Gründungskörpern und die Folgerungen und Vereinfachungen für die Praxis sollen später behandelt werden.

A. Bisher vorliegende Versuche.

a) Versuche von Kick und Steiner.

Die Veranlassung zu diesen Versuchen waren die Schwierigkeiten bei der Berechnung der Fahrbahntafel eiserner Brücken, da das Verteilungsgesetz der Raddrücke von der Fahrbahndecke auf die stützenden Teile (Zoreseisen) unbekannt ist. Auf Anregung Prof. Steiners wurden die Versuche vom Regierungsbaurat Kick im Jahre 1879 an der Technischen Hochschule zu Prag durchgeführt (Abb. 1 u. 2).[2])

Eine eben abgeglichene Flugsandschicht wurde in Stärken von $h = 3{,}3$ bis $h = 15$ cm durch ein Gewicht $Q = 31$ kg mit kreisförmigem Querschnitt von 10 cm Durchm. (78,5 cm² Fläche) belastet. Der mittlere Sohldruck betrug also $p_0 = \frac{Q}{F} = \frac{31}{78{,}5} = 0{,}346$ kg/cm². In der Tiefe h wurde der Druck p durch einen Stempel von 3 cm Durchm. mittels Wägevorrichtung in verschiedenen Abständen a von der Mitte gemessen. Abb. 1 stellt das Ergebnis einer Versuchsreihe für $h = 13{,}2$ cm dar.

Die Versuche ergaben im wesentlichen folgendes:

1. Die Verteilung des Druckes in einer Niveaufläche ist keineswegs gleichförmig, sondern hat die in Abb. 1 dargestellte Gestalt.
2. Solange h innerhalb 3,3 bis 12 cm bleibt, verteilt sich der Druck bei $d = 10$ cm ungefähr auf eine Kreisfläche vom Durchmesser $3\,h$.
3. In geringen Tiefen wird der Druck auf die Flächeneinheit größer als $p_0 = \frac{Q}{F}$; er wird hier also eher gesammelt als verteilt.

Zu den Ergebnissen ist zu bemerken:

Zu 1. Die Druckverteilungskurve zeigt schon die bei allen späteren Versuchen wiederkehrende charakteristische Gestalt.

Zu 2. Trägt man die in den untersuchten Sandtiefen gefundenen Grenzpunkte der Spannungsverteilung auf, so erhält man das in Abb. 2 dargestellte Bild. Die Grenzkurve der Druckverteilung zeigt auch hier schon die von uns näher untersuchte charakteristische Gestalt.

Zu 3. Die Tatsache der ungleichförmigen Verteilung des Bodendruckes über die Niveaufläche mit einem hohen Größtwert in der Mitte ist bei diesem ersten Versuch auch schon festgestellt, wenn auch nicht in ihrer Bedeutung erkannt worden.

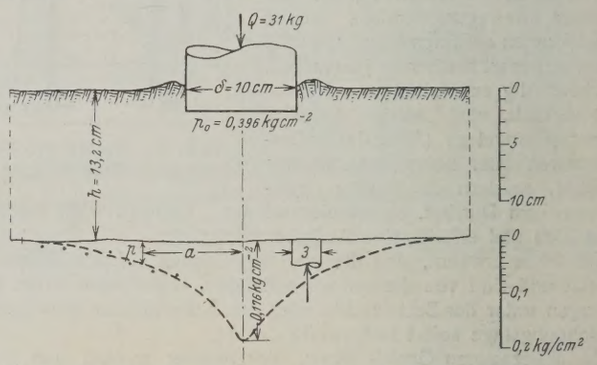


Abb. 1. Versuche von Kick und Steiner, 1879. Anordnung und Druckverteilung.

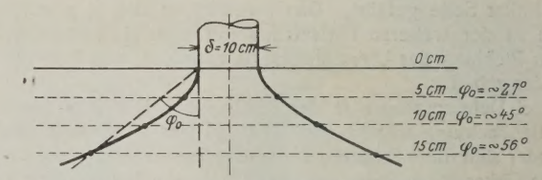


Abb. 2. (Zu Abb. 1.) Grenze der Druckverteilung und Grenzwinkel.

Zu dem Versuchsverfahren ist zu sagen:

Die Schüttung zeigt trotz der geringen Beanspruchung von 0,4 at bereits Bodenverdrängung durch Auftrieb, eine Erscheinung, die für kleine Grundflächen typisch ist. Die Senkungen betrugen 1,3 bis 2 cm. Über die Wägevorrichtung ist in der angeführten Veröffentlichung nichts gesagt, so daß man auch nicht auf die Größe der Beweglichkeit des Meßstempels schließen kann. Diese beeinflußt aber erfahrungsgemäß die Genauigkeit der Versuche in hohem Maße.

b) Versuche von Strohschneider.

Strohschneiders im Jahre 1911 in Graz ausgeführte Versuche[3]) sind in meßtechnischer und physikalischer Beziehung einwandfrei und vorbildlich, so daß es ihm trotz der außerordentlich kleinen Abmessungen seiner Versuchseinrichtung ($P = 50$ g, $F = 1{,}54$ cm², $p_0 = 32{,}5$ g/cm², $h = 2$ bis 5 cm!) gelang, brauchbare Ergebnisse als Grundlage für weitere theoretische Untersuchungen zu gewinnen. Die Meßdose lag fest, die Last wanderte. Der Hauptvorzug seiner Meßvorrichtung, die in Abb. 3 im Prinzip dargestellt ist, besteht in der Möglichkeit, den wirklichen Ruhedruck zu messen, da jede Bewegung der Meßdosenmembran vermieden wurde. Allerdings wird auch hier die Druckverteilung durch eine Sandschicht auf dem (starren) Boden eines Kastens ermittelt. Die Versuchsergebnisse sind in Abb. 4 dargestellt. Strohschneider faßt die Ergebnisse seiner Arbeit in den Worten zusammen:

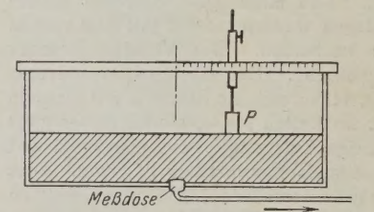


Abb. 3. Versuchsanordnung von Strohschneider.

„Bei leicht geschüttetem Sande, wie er zu den beschriebenen Versuchen verwendet wurde, ergaben die Versuche als obersten Grenzwinkel ungefähr 50 bis 60°; ganz lose Schüttungen zeigen allerdings kleinere Grenzwinkel, kommen aber in der Natur kaum vor. Man wird

[1]) Nochmals Kreisplattenfundamente, „Beton u. Eisen" 1926, Heft 6, S. 120. — Verteilung des Bodendruckes unter Gründungskörpern, „Bauingenieur" 1926, Heft 6, S. 101.

[2]) Handbuch d. Ingenieurwissenschaften, 1. Aufl., II. Bd., II. Abt., S. 195. Leipzig 1882.

[3]) Elastische Druckverteilung und Drucküberschreitung in Schüttungen. Sitzungsberichte der K. u. K. Akademie der Wissenschaften in Wien. Math.-naturwiss. Klasse, Bd. 121, Abt. IIa, Februar 1912, S. 301/302.

allgemein bei Berechnung der Tragfähigkeit einer Bauwerksunterlage der Sicherheit genüge tun, wenn man annimmt, daß sich der Druck innerhalb einer obersten Schichtenstärke von 1 m Höhe allmählich bis ins Unendliche ausbreitet, und zwar so, daß die Ausbreitung vom Auflagerpunkte der Last aus unter einem Winkel von 50° beginnt.

Voraussetzung ist, daß die Last so klein ist, daß nicht durch Überlastung des Bodens eine Zerstörung seiner obersten Schichten erfolgt."[4])

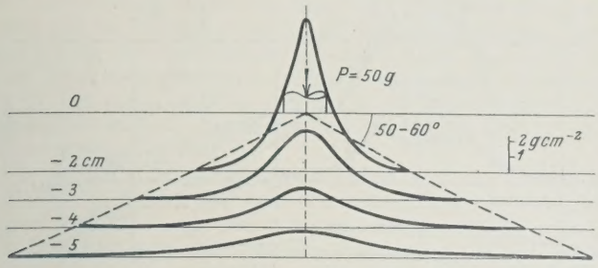


Abb. 4. Versuchsergebnisse von Strohschneider.

c) Versuche an der Hochschule in Pennsylvania.

In den Jahren 1913 und 1914 wurden „zur Gewinnung brauchbarer Grundlagen für das Entwerfen von Durchlässen, Brücken und Tunneln"[5]) von der Prüfstelle für Wirtschaftsbau der oben erwähnten Hochschule, unter Mitwirkung des Pennsylvania Highway Department, eine Reihe von Versuchen über die Verteilung senkrechter Drücke im Boden ausgeführt, deren wesentliche Ergebnisse in den Abb. 5 u. 6 dargestellt sind.

Der Versuchsapparat bestand aus einem 1,37 × 2,84 m großen, 1,52 m tiefen Kasten; die Sandhöhen betrugen 7,5, 15, 30, 45, 60, 90, 120, 150 cm; die Last wurde auf einer rechteckigen (in der Regel 30 × 30 cm großen) Lastplatte durch Backsteine, später durch eine Wasserdruckpresse ausgeübt; sie erzeugte Bodenpressungen bis zu 5 kg/cm². Im Boden des Kastens war eine Wägeplatte von gleicher Form und Größe wie die Lastplatte eingebaut, die von einer Brückenwage mit einem Übersetzungsverhältnis 50 : 1 bezw. 200 : 1 gestützt wurde. Durch Einschränkung der Bewegungsmöglichkeit des Armes konnten die Bewegungen der Wägeplatte kleiner als 0,03 bezw. 0,015 mm gehalten werden. Da nur eine Meßstelle vorhanden war, mußte die Druckmessung durch seitliches Wandern der Last ermöglicht werden. Das Hundertfache der gemessenen Druckkraft auf die Wägeplatte, geteilt durch das bekannte Gewicht der Last, ergab den senkrecht durch den Sand übertragenen Lastanteil an der Meßstelle. Diese Prozentzahlen sind in den Kurven der Abb. 5 u. 6 dargestellt.

Bei Bodenpressungen über 1,2 bis 3 kg/cm² begann die Last plötzlich einzusinken; es bildeten sich Sandwellen infolge Auftriebs. In diesem Zustande der Schüttung sind bei wachsender Last die Druckordinaten ihr nicht mehr proportional, sondern die Drücke in der Nachbarschaft der Lastwirkungslinie nehmen im Verhältnis stärker zu (30 bis 50 %), als die entfernter liegenden.

Die Versuche wurden nicht nur mit Sand, sondern auch mit Lehm und mit einer Tonmischung (85 % Ton, 10 % Sand, 5 % Lehm), die sich als sehr zäh erwies, ausgeführt (Abb. 6). Es ist besonders bemerkenswert daß die Druckverteilungskurven für alle drei Bodenarten die gleichen allgemeinen Eigenschaften zeigen. Bei geringerer Tiefe als etwa 60 cm übertrug Sand in der Mitte den größten Druck, bei größeren Tiefen gaben die drei Bodenarten ungefähr denselben Lastanteil. Der Unterschied in den oberen Schichten erklärt sich wohl aus der Verschiedenheit der Formänderungen körniger und bindiger Böden, als Folge der ungleichen Festigkeitseigenschaften dieser Bodenarten oder aus der Kohäsion.

In quantitativer Hinsicht, ist den Ergebnissen eine gewisse Vorsicht entgegenzubringen, weil infolge der Wahl gleich großer Last- und Wägeflächen für den Gesamtwert des übertragenen Lastanteils eine solche Menge von Komponenten bestimmend sind, daß ein einwandfreies Bild nicht erhalten werden kann. Besonders kann die Druckverteilung in unmittelbarer Nähe der Lastplatte und der Sohlfläche selber mit so großen Wägeflächen nicht untersucht werden. Deshalb ist auch die in jener Veröffentlichung dargestellte Isobarenschar in der Nähe der Lastfläche falsch. Gerade die Versuche der Verfasser haben erwiesen, daß die Messungsergebnisse um so besser werden, je kleiner die Meßfläche im Verhältnis zur Lastfläche ist. Außerdem wurde in Pennsylvania zu einer Versuchsreihe immer dieselbe Schüttung verwendet. Daß diese infolge der Belastungsvorgeschichte mit der Zeit immer unhomogener wird, ist leicht einzusehen. Die Messungen einer Versuchsreihe sind daher streng genommen nicht vergleichbar, da sie in Schüttungen mit verschiedener relativer Dichte angestellt wurden. Nach unseren Erfahrungen führen mehrmals verwendete Sandfüllungen zu allzu großen Druckanzeigen, was der Leiter jener Versuche, H. B. Fehr, auch an anderer Stelle zugibt.[6]) (150 % von *Q*.) Ob diese Unstimmigkeit allein durch die Heterogenität des Sandes oder durch die Beweglichkeit der Wägeplatte, die ja gegen den Sand bewegt werden muß, hervorgerufen wird, ist nicht zu entscheiden.

d) Versuche an der Universität Illinois.

In den Jahren 1910 bis 1915 wurde im Institut für angewandte Mechanik und Hydraulik der Universität Illinois eine Reihe von „Versuchen über die Verteilung senkrechter Lasten durch Sand" angestellt, über die Prof. Enger berichtet.[7])

Es wurden zwei Arten von Druckmessern angewendet, von denen sich der Wägebalken zuverlässiger erwies, als die Kombination Meßdose-Manometer in der gewählten Form. Die Wägeplatte hatte 10 cm, die Meßdose 15 cm, die Lastplatte dagegen 34,3 cm Durchm. Die Belastung wurde durch eine Wasserdruckpresse ausgeübt und mit geeichten Meßfedern gemessen. Die Sandtiefen betrugen 15,2, 30,5 und 45,7 cm. Es wurde feiner und ganz trockener Sand benutzt, der vor dem Versuch gründlich eingerüttelt und gestampft und vor den ersten Ablesungen mehrmals belastet wurde. Die Versuchsergebnisse sind in Abb. 7a u. 7b wiedergegeben.

Der Vorzug dieser Versuche vor denen in Pennsylvania besteht in dem günstigeren Verhältnis der Meßfläche zur Lastfläche, was auch die Druckverhältnisse in der unmittelbaren Nähe der Last bei geringen Sandtiefen zu untersuchen gestattete. Diese Untersuchungen brachten

[4]) D. h.: kein Auftrieb auftritt, sondern nur Bodenverdrängung infolge Verdichtung. Anm. d. Verfasser.

[5]) Eng. Rec. 1914, I, S. 608 und 1915, I, S. 330. Bericht darüber: Organ f. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1915, S. 33 und 376.

[6]) Proceedings, Am. Soc. Test. Mat., 1917, S. 656.

[7]) Engineering Record 1916, S. 106/7.

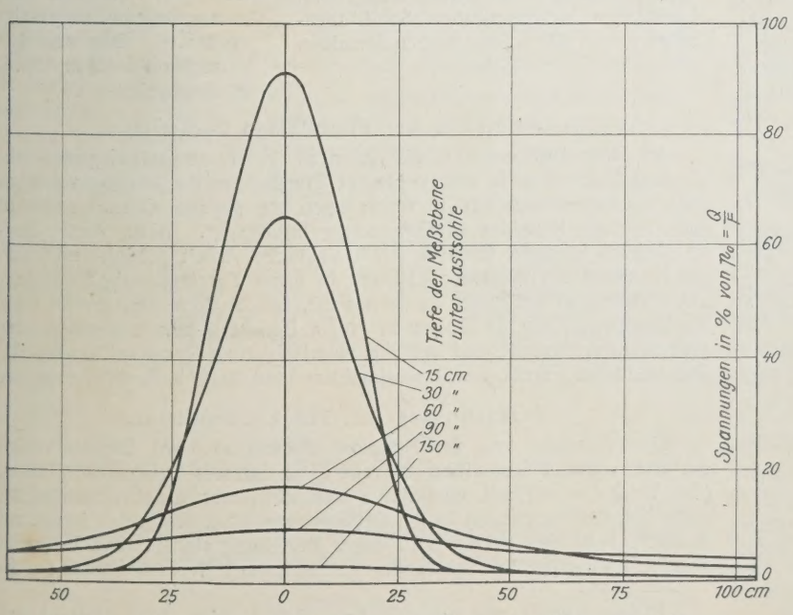


Abb. 5. Versuche in Pennsylvania mit Sand; Lastfläche 30 × 30 cm; p_0 von 0,7 bis 2,75 kg/cm².

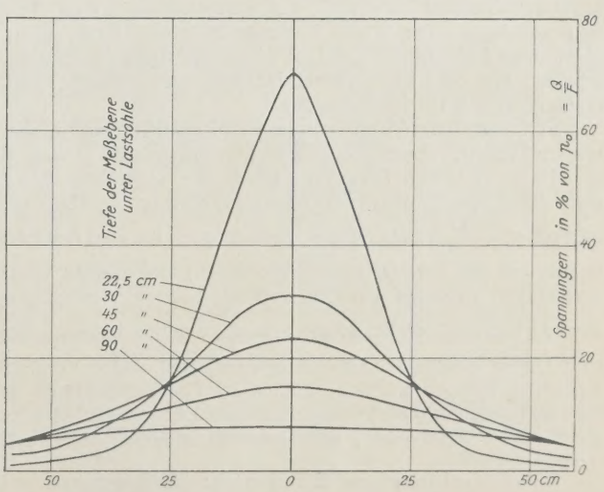


Abb. 6. Wie Abb. 5. Versuche mit Ton; p_0 von 0,3 bis 5,0 kg/cm².

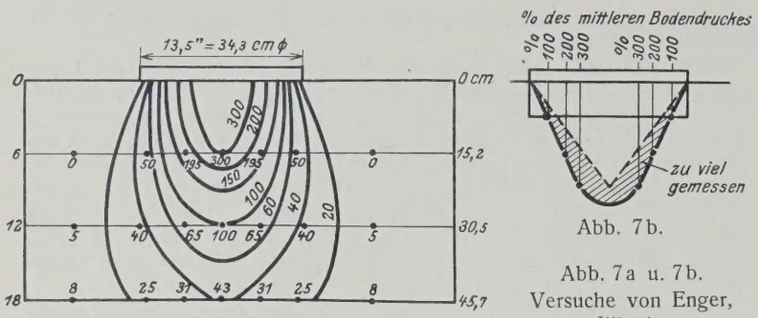


Abb. 7a. Abb. 7b.

Abb. 7a u. 7b. Versuche von Enger, Illinois.

a) Linien gleichen lotrechten Druckes;
b) Darstellung des gemessenen Drucküberschusses.

das bemerkenswerte Ergebnis, daß die Verteilung des Druckes unter der Sohle des Lastkörpers nicht gleichmäßig, sondern parabolisch oder dreieckig verläuft. Die gesamte gemessene Bodenreaktion war jedoch auch hier wesentlich größer (150 % von Q) als die aufgebrachte Last, was die gleichen Ursachen haben dürfte wie in Pennsylvania. Die in Abb. 7a wiedergegebene Kurvenschar ist zwar qualitativ richtig, aber die angeschriebenen Prozentzahlen sind zu hoch, da der Inhalt des Spannungskörpers an der Sohlfläche bedeutend größer ist als die aufgebrachte Last. In der aus Abb. 7a entwickelten Abb. 7b ist eine dreieckige Druckverteilung, die die größte Mittelordinate gibt, und die experimentell ermittelte Druckverteilung verglichen. Der gemessene Drucküberschuß ist deutlich zu erkennen.

Als Fortsetzung dieser Versuche können die mit Holzschwellen als Lastflächen ausgeführten Versuche des „Spezial Committee to report on Stresses in Railroad Tracks" angesehen werden, die unter g) besprochen werden.

e) Goldbecks Versuche.

Auf der Arlington Experimental Farm des Department of Agriculture wurden durch das Office of Public Roads and Rural Engineering unter der Leitung Goldbecks vom U. S. Bureau of Standards in Washington größere Versuchsreihen über die Verteilung senkrechter Drücke im Sande unter kreisförmigen Lastflächen ausgeführt, die im Gegensatz zu den bisher erwähnten amerikanischen Versuchen auch quantitativ zuverlässige Ergebnisse lieferten.

Um die den Apparaturen anhaftenden Mängel zu beheben, wurde zunächst viel Sorgfalt auf die Konstruktion einer neuen Meßvorrichtung gelegt.[8]) Sie besteht aus einer Meßdose mit Blechmembran. Der Gegendruck in ihr gegen die äußere Sandbelastung wird durch Preßluft erzeugt und deren Druck am Manometer gemessen. Eine zu große Einsenkung der Membran verhindert ein elektrischer Kontakt, der die Preßluftzuführung betätigt und regelt. Die Größe der Membranbewegung betrug in allen Fällen weniger als 0,001 Zoll (0,025 mm), da festgestellt wurde, daß eine größere Bewegung der Membran gegen den Sand zu einem sehr hohen Anwachsen des erforderlichen Gegendruckes führt (passiver Erddruck). Die gemessene Bodenreaktion schwankt zwischen 95 und 125 % der aufgebrachten Last und ist bei niedrigen Sandtiefen, d. h. großen Drücken, etwas zu groß; im ganzen ist sie jedoch durchaus befriedigend. Die gute Brauchbarkeit der Apparatur ist dadurch erwiesen.

Elf Meßdosen wurden in einem besonders kräftig ausgeführten Eisenbetonfußboden verlegt (bündig mit der Oberfläche); die Anzeigeapparatur stand im Geschoß darunter. Als Versuchssand wurde Betonsand vom Potomac-Ufer in feuchtem Zustande in etwa 10 cm hohen Lagen eingebracht und gestampft. Die Last wirkte auf flache, kreisrunde Belastungsscheiben von 20,3 und 34,3 cm Durchm. und erzeugte mittlere Bodenpressungen von 0,4 bis 2,5 kg/cm².

Von den Ablesungen wurden die Eigenspannungen, die vorher gemessen waren, abgezogen. Die Ergebnisse sind durch Kurven dargestellt.[9]) In Abb. 8 haben wir die in der angeführten Veröffentlichung gegebenen Spannungskurven durch Prozentkurven des mittleren Sohldruckes $p_0 = \frac{Q}{F}$ ersetzt, was deshalb möglich ist, weil Goldbecks Versuche ebenso wie die der Verfasser (siehe unten) eine nahezu vollständige Proportionalität zwischen den Druckordinaten an einer beliebigen Stelle und dem Anwachsen der Belastung $p_0 = \frac{Q}{F}$ ergeben haben. Zum Vergleich sind eigene Versuchsergebnisse eingezeichnet. Der Vergleich ist allerdings nur bedingt möglich. Einmal ist Goldbecks Fläche etwas größer (924 cm² gegen 900 cm²); dann sind die Dichten der Schüttungen sicher voneinander verschieden, und Goldbeck arbeitete mit feuchtem Sande,

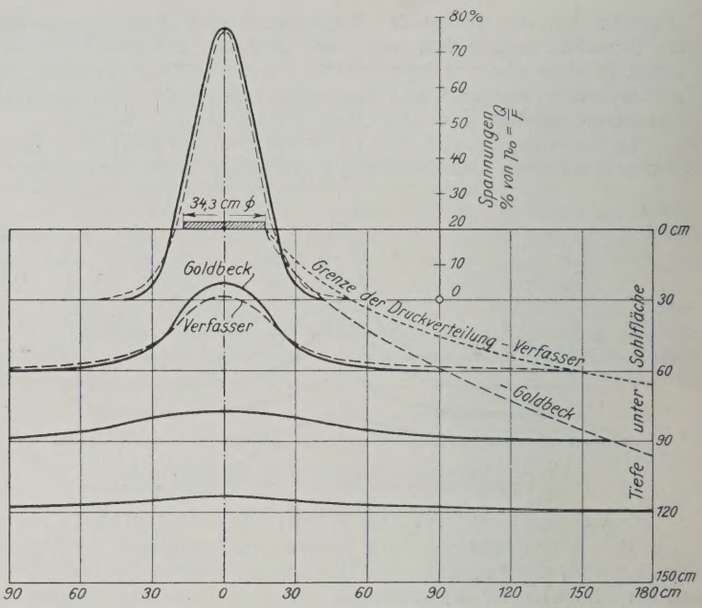


Abb. 8. Versuche von Goldbeck. Kurven der Druckverteilung in feuchtem Sande; p_0 von 0,4 bis 2,75 kg/cm².

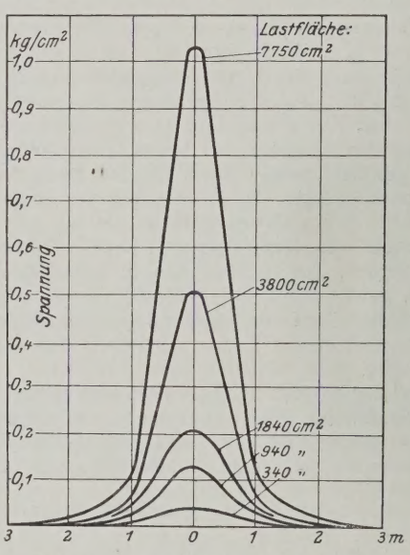


Abb. 9. Versuche von Goldbeck. Druckverteilung unter verschieden großen Lastflächen bei demselben Sohlflächendruck $p_0 = 1{,}953$ kg/cm² und in derselben Tiefe.

wir mit trockenem; weiter waren Goldbecks Bodenpressungen durchschnittlich höher als bei unseren eigenen Versuchen. Trotz dieser Verschiedenheiten ist die Übereinstimmung bemerkenswert. Wenn Goldbecks Mittendrücke etwas größer sind als die von uns gemessenen, die Verteilung nach der Seite hin dafür etwas eher zu Ende geht, so liegt das wohl hauptsächlich daran, daß Goldbeck die Druckverteilung durch Sand auf eine starre Unterlage gemessen hat, während bei unseren Versuchen noch eine Sandschicht von 20 cm unter den Meßdosen vorhanden war.

Die Versuche sind dann noch mit größeren Belastungsflächen fortgesetzt worden.[10]) Eine derartige Versuchsreihe ist in Abb. 9 wiedergegeben.

f) Arbeiten des Am. Foundation Committee.

Im Jahre 1913 ernannte die American Society of Civil Engineers ein „Special Committee to codify present Practice on the bearing value of soils for Foundations and to report upon the physical Characteristics of soils in their Relations to Engineering Structures". Wenn dieser Ausschuß auch in erster Linie bodenphysikalische Arbeit geleistet und sich der Normung der Baugrundbelastung in enger Zusammenarbeit mit dem „U. S. Bureau of Standards" gewidmet hat, faßt er doch die Arbeiten über die Druckverteilung im Boden in einem Bericht[11]) kurz zusammen, der sich allerdings vorwiegend auf die amerikanischen Versuche beschränkt. Die wichtigen Ergebnisse Strohschneiders sind darin z. B. nicht erwähnt.

g) Versuche des Am. Track Committee.

Das ebenfalls von der American Society of Civil Engineers eingesetzte „Special Committee to report on Stresses in Railroad Track" (Am. Track Comm.) hat eine Reihe Versuche über die Druckverteilung unter Eisenbahnschwellen in der Bettung ausgeführt, die zu den in diesem Aufsatze behandelten Fragen in enger Beziehung stehen. Die Versuche wurden im Institut für angewandte Mechanik der Universität Illinois durch-

[8]) A. T. Goldbeck and E. B. Smith: „An Apparature for Determining Soil Pressure." Proceedings, Am. Soc. Test. Mats. 1916, Teil II, S. 309.

[9]) A. T. Goldbeck: „Distribution of pressures through earth fills." Proceedings, Am. Soc. Test. Mats., 1917, S. 640 bis 661.

[10]) Proceedings, Am. Soc. Civ. Eng., Pap. a. Disc., 1925, Maiheft und Public Roads, Vol. 5, 1925, S. 1 u. f.

[11]) (Proceedings, Am. Soc. Civ. Eng., 1920, S. 931 bis 934.

geführt, wo 1912 schon Enger seine Versuche unter kreisförmigen Lastplatten ausgeführt hat.

Verwendet wurde eine Meßdose mit Stahlmembran und mechanischer Übertragung der Einsenkung auf ein Meßinstrument, wodurch nach Eichung der Vorrichtung der Druck bestimmt werden kann. Ein Maß für die Größenordnung der Durchbiegung der Membran wird leider nicht gegeben.

Die Druckverteilung wurde erst unter einer Holzschwelle gemessen, dann unter drei im Abstande von 50,8 cm liegenden Schwellen. Die gute Übereinstimmung der gemessenen mit den durch Superposition gewonnenen Druckverteilungskurven selbst in so geringer Schüttungstiefe (45 cm) ist ein experimenteller Beweis für die Gültigkeit des Superpositionsgesetzes auch für den oberen Teil einer Schüttung, worauf später noch Bezug genommen wird.

Durch die Versuche des Am. Track Comm. wird die in Abb. 7a und unten in Abb. 15 und 16 gegebene Darstellung der Isobaren bestätigt. Im übrigen muß man auch hier aus der Tatsache, daß die Summe der gemessenen Drücke nicht gleich der aufgebrachten Last ist, auf Unstimmigkeiten in der Meßapparatur schließen, eine Erscheinung, die sich ja bei den meisten bisherigen Versuchen störend bemerkbar gemacht hat.

B. Eigene Versuche.

Zur Nachprüfung und Ergänzung der bisher vorliegenden Versuche, deren Grundlagen manche Mängel aufweisen, galt es, die Abmessungen der Belastungsflächen so groß zu wählen, daß sie denen der Baupraxis möglichst nahe kommen, und damit erkennen lassen, ob die für sehr kleine Belastungsflächen schon bekannten Gesetze der Druckverteilung auch für große gelten oder in welcher Weise sie von der Größe und Gestalt der Lastfläche abhängen; weitere Aufgaben folgen aus den theoretischen Betrachtungen über Formänderung und Spannungsverteilung in Schüttungen, wie Gültigkeit des Superpositionsgesetzes, Verlauf der Grenzkurve der Druckverteilung, Annahme der „Bettungsziffer", Einfluß der elastischen Verbiegung der Lastplatte u. a. m. Schließlich galt es, den Druck an möglichst vielen Stellen gleichzeitig zu messen, um sicher zu sein, daß die Spannungen aus einem Belastungszustande überall unter wirklich gleichen Bedingungen erfaßt werden. Da jeder Spannungszustand von mehreren Einflüssen abhängig ist, wurde auf die qualitative und, wenn möglich, auch auf die quantitative Erkenntnis und Erfassung dieser Einflüsse auf versuchstechnischem Wege besonderer Wert gelegt. Im folgenden soll zunächst über die Durchführung der Versuche und über ihre Ergebnisse berichtet werden; sie wurden im Institut für Technische Mechanik der Bergakademie Freiberg durchgeführt und von der Notgemeinschaft der Deutschen Wissenschaft in dankenswerter Weise gefördert.

a) Die Versuchseinrichtung.

1. Der Versuchssand. Verwendet wurde lehmfreier, trockener Quarzsand von den diluvialen Ablagerungen des Dresdner Hellers mit einer Korngröße bis 2 mm und einem Gleichgewichtsböschungswinkel $\varrho = 31{,}5\,°$. Die weiteren physikalischen Eigenschaften des Versuchssandes [12]) zeigen sich in der Siebkurve Abb. 10 (mittlerer Gleichförmigkeitsgrad) und in den Werten der Tabelle 1.

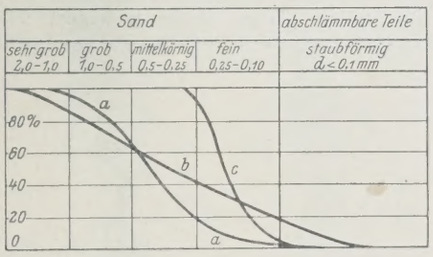


Abb. 10. Kornzusammensetzung des Versuchssandes. *a*) Versuchssand, *b*) Pulverisierter Milchquarz, *c*) Strandsand vom Bosporus. *b*) u. *c*) nach Analysen Terzaghis.

Tabelle 1. Raumgewicht, Porenvolumen, Verdichtungsfähigkeit und relative Dichte des Versuchssandes.

Raumgewicht γ	Kornvolumen k %	Porenvolumen n %	Porenziffer	Verdichtungsfähigkeit F	Relative Dichte
$\gamma_0 = 1{,}50$	56,6	43,4	0,766		
$\gamma_{25} = 1{,}54$	58,2	41,8	0,719		0,175
$\gamma_{50} = 1{,}58$	59,7	40,3	0,675	0,542	0,399
$\gamma_n = 1{,}77$	66,8	33,2	0,497		

γ_0 lockerste Lagerung, γ_n in naß eingestampftem Zustande, γ_{25} bezw. γ_{50} Raumgewicht in $h = 25$ bezw. 50 cm Tiefe.

[12]) Vergl. hierzu Terzaghi: Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Leipzig 1925. S. 7 bis 12.

2. Die Herstellung von Schüttungen. Der Sand wurde mit Hilfe einer mechanischen Fördereinrichtung in Lagen von 10 cm Höhe in das 4,0 × 4,2 m große Versuchsfeld eingebracht und mit Schaufel, Rechen und Abziehlatte eingeebnet. In jeder Versuchsreihe wurde die Schüttung neu hergestellt.

3. Die Meßvorrichtung. Allgemeines: Zur Messung der in einer Sandschüttung herrschenden Eigendrücke und der durch eine örtliche Belastung auftretenden Zusatzspannungen wurden Meßdosen mit Gummimembran in Verbindung mit Quecksilbermanometern (Abb. 11) benutzt. Brauchbare Ergebnisse konnten jedoch erst nach langwierigen Vorversuchen erhalten werden.

Die Schwierigkeit jeder Druckmessung im Innern des Sandes besteht bekanntlich darin, daß die Arbeitsweise des Druckmessers (Manometers) die Druckanzeige infolge der im Sande auftretenden Störungen des Gefüges beeinflußt, eine Erscheinung, die wohl bei keiner andern Druck-

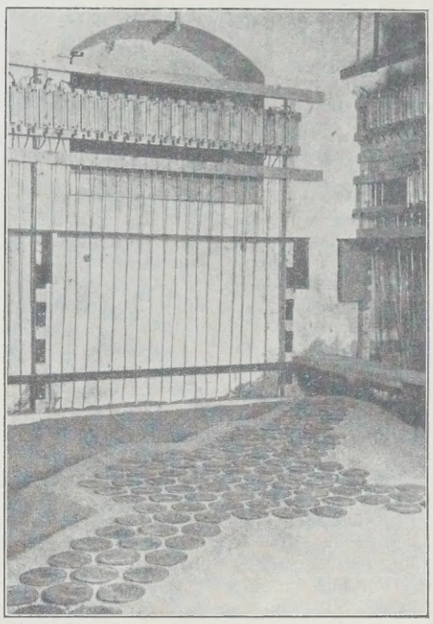


Abb. 11. Anordnung der Meßdosen und der Manometer.

messung in der Physik oder Technik sonst auftritt. Ein Nachgeben des eingebauten Druckempfängers, das durch den Flüssigkeitsverbrauch des Manometers bedingt ist, hat zur Folge, daß sich der Sand über der nachgiebigen Stelle verspannt, daß sich eine Kuppel (Glocke) bildet. Diese Glockenbildung leitet den Kraftstrom an der Meßdose vorbei und bewirkt eine zu geringe Druckanzeige, eine Erscheinung, die die meisten andern Forscher ebenfalls festgestellt haben.[13]) Bei Drucksteigerung wird die Glocke zerstört; das führt zu ruckweisen und unrichtigen Druckanzeigen. Erfordert die Art der Druckmessung dagegen eine Bewegung der Membran gegen den Sand, so wird die Kraft wegen des passiven Erddruckes meist zu groß erhalten.[14])

Die Verfasser haben die Glockenbildung auf zwei Weisen ausgeschaltet, durch Anordnung von Schutzdosen oder durch Verwendung von Ruhedruckmanometern ohne Flüssigkeitsverbrauch.

Schutzdosenprinzip. Beseitigt man die feste Umgebung um die bewegliche Meßdose dadurch, daß man eine große Anzahl Dosen dicht an dicht einbaut (Abb. 11), so kommen die „Beine" einer Glocke (die Kämpfer eines Verspannungsgewölbes) auf die benachbarten Druckempfänger (Schutzdosen) zu stehen, die auch nachgiebig sind und die Glocke zum Einsturz bringen. In Wirklichkeit wird es aber gar nicht zur Glockenbildung kommen, und der gesamte Druck gelangt in die Meßdosen und wird angezeigt. Die Nachrechnung der gesamten Bodenreaktion hat tatsächlich durchweg 90 bis 105 % der aufgebrachten Last ergeben, eine für derartige Erddruckmessungen gute Genauigkeit.

Die Ergebnisse konnten noch etwas verbessert werden durch Beilegen von Gummizwickeln in die verbleibenden Lücken zwischen den dicht an dicht eingebauten kreisrunden Meßdosen. Der Gummi wurde von solcher Art und so stark gewählt, daß die Zwickel gleiche Zusammendrückung erlitten wie die Meßdosen.

Ist eine Meßdose mit einem Ruhedruckmanometer verbunden, so braucht man sie natürlich nicht mit Schutzdosen zu umgeben, sondern kann sie allein einbauen. (Schluß folgt.)

[13]) Vgl. u. a. Fußnote 3.

[14]) Vergl. die vorn angeführten amerikanischen Ergebnisse.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 24. Juni ausgegebene Heft 12 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Architekt Hans Herkommer: St.-Michaels-Kirche zu Saarbrücken/St. Johann. — Architekt Hans Herkommer: Sudhaus „Beckerbräu" in St. Ingbert. — Architekt Max Warnatsch: Die St.-Camillus-Kirche in Charlottenburg. — Architekt Lebrecht Schmidt: Wohnhausgruppe in Berlin-Lankwitz. — Senator Oelsner: Wohnen und Verkehr in Großstädten.

Wettbewerb für den finnischen Hafen Kotka. Bei dem internationalen Wettbewerb für den Ausbau des Hafens Kotka, eines der größten Holzhäfen Finnlands, wurde der Siemens-Bauunion G. m. b. H. Kommanditgesellschaft, Berlin, der 1. Preis zuerkannt; den 2. Preis erhielt Stadtingenieur Kurkijärvi in Kotka, den 3. Preis Ingenieur Seiderer in Helsingfors.

Eröffnung des Fußgängertunnels in Berlin-Friedrichshagen. Am 25. Mai 1927 wurde der neue Fußgängertunnel unter der Spree in Berlin-Friedrichshagen dem öffentlichen Verkehr übergeben. Die Pläne für die Schaffung eines festen Überganges am Westausgange des Müggelsees reichen bis in die Zeit vor 1914 zurück, scheiterten aber infolge des Weltkrieges und konnten erst jetzt verwirklicht werden durch die Bildung der Einheitsgemeinde Groß-Berlin. Bisher vollzog sich der Übergang mittels einer Kettenfähre mit 265 Personen Fassungsvermögen, die sich aber bei dem stetig steigenden Ausflüglerverkehr nach den reizvollen Ufern des Müggelsees von Jahr zu Jahr weniger dem Verkehr gewachsen zeigte. An manchen Sommertagen mußte sie bis zu 40 000 Personen befördern und kreuzte mit dieser Last ständig die ausfahrenden oder heimfahrenden Sportboote, die oft nach Hunderten zählten. Besonders gefährlich wurde die Lage bei aufziehendem Unwetter, wobei weder die Fährmannschaft noch die Polizei in der Lage waren, eine Überlastung der Fähre zu verhindern. Um den lebensgefährlichen Zuständen ein Ende zu machen, wurde zunächst ein Entwurf für eine Fußgängerbrücke mit 14 m Durchfahrthöhe aufgestellt, der aber aus schiffahrtstechnischen Gründen nicht die Genehmigung des zuständigen Wasserbauamtes fand. Nunmehr kam nur noch ein Tunnelbauwerk in Frage, für das in der Ausmündung des Sees eine sowohl in technischer Beziehung wie auch vom Verkehrsstandpunkte aus verhältnismäßig günstige Lage gefunden wurde. Das in Abb. 1 u. 2 im Grundriß und Längsschnitt gezeigte Bauwerk erhielt eine Gesamtlänge von 120 m, wovon etwa 80 m auf den nahezu wagerecht liegenden Unterwassertunnel und je 20 m auf beiden Seiten für die Treppenanlagen entfallen. Bei einer lichten Durchfahrtbreite von 5 m und 2,50 m Höhe (s. Querschnitt Abb. 3) bietet der Tunnel genügend Raum, um den Verkehr zu bewältigen, der zu bestimmten Tageszeiten fast nur in einer Richtung verläuft. Das Bemerkenswerte an dem Bauwerk ist die Gründung mit Hilfe zweier Senkkasten. Um den Gefahren aus dem Wege zu gehen, die der offenen Baugrube mit Grundwasserhaltung beim gleichzeitigen Vorhandensein unsicherer Bodenverhältnisse und der Aufrechterhaltung einer Schiffahrtöffnung in halber Flußbreite drohen, hatte sich die Bauverwaltung zu diesem Verfahren entschlossen, das damit für die Gründung eines Unterwassertunnels zum ersten Male in Deutschland zur Ausführung gelangte. Durch die Schiffahrtöffnung war die Einteilung des Vorganges in drei Bauabschnitte gegeben, von denen die beiden ersten den Bau und die Versenkung der beiden Tunnelhälften, Abschnitt 3 die Verbindung dieser beiden Hälften

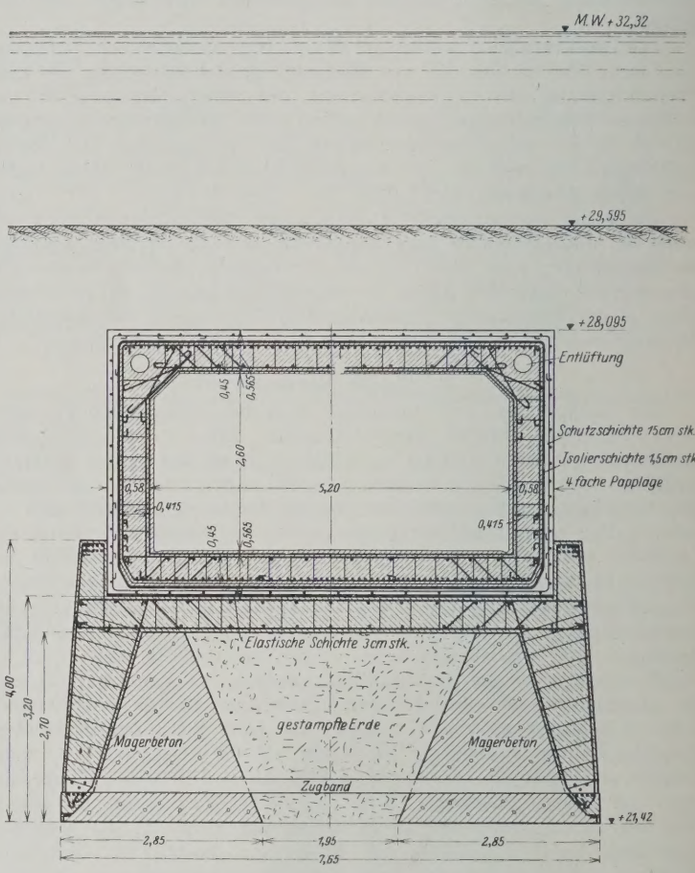


Abb. 3.

unter Wasser in der Mitte des Flußlaufes bedeuten. Jeder Senkkasten erhielt eine Länge von 52,9 m und hatte als Auflast den Tunnel mit den beiden unteren Treppenläufen zu tragen. Eine Verwendung des Tunnelquerschnitts selbst als Senkkasten mit nachträglich einzubauender Sohle

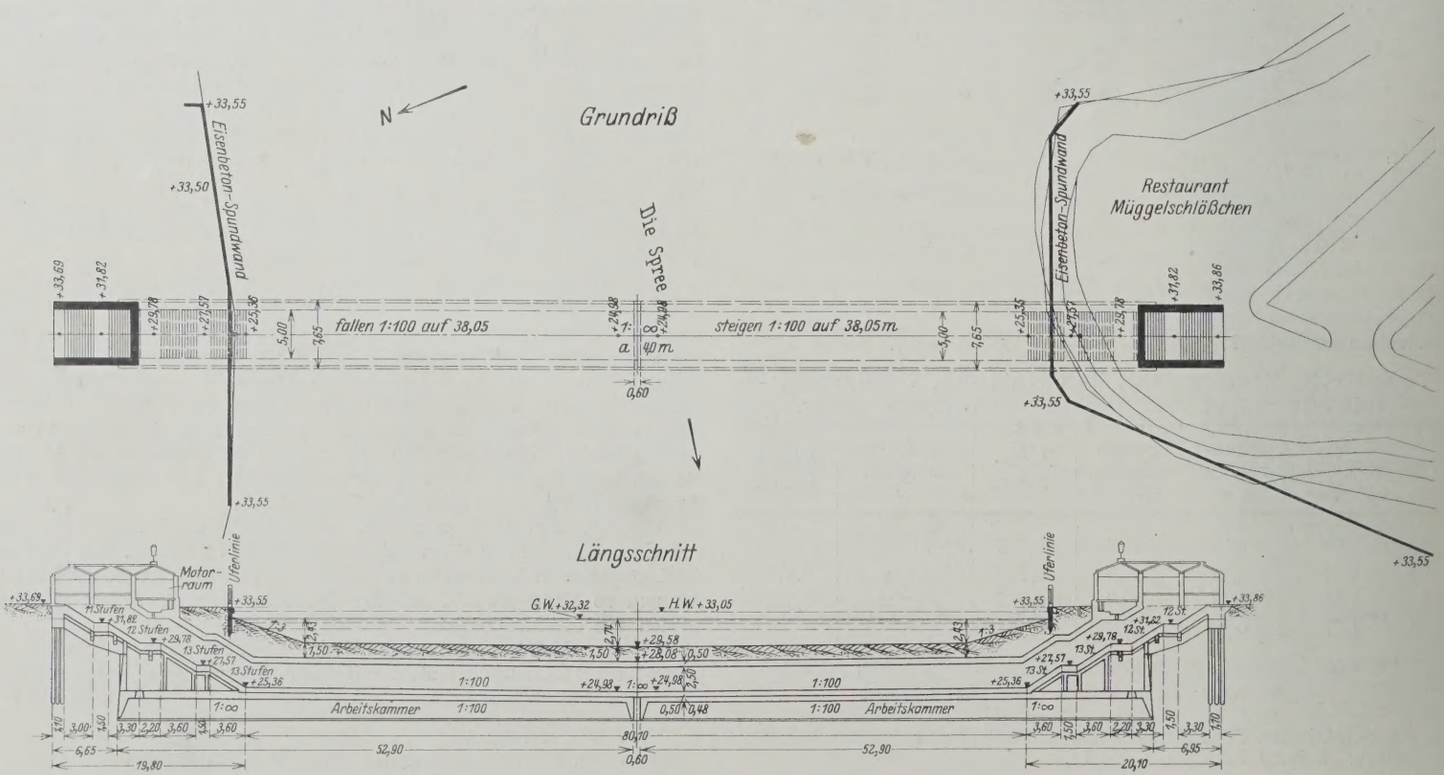


Abb. 1 u. 2.

ließ sich wegen der Empfindlichkeit der zur Abdichtung verwendeten Asphaltklebemasse gegenüber der Druckluft nicht durchführen. Um den Tunnelkörper bei den unvermeidlichen Bewegungen der Senkkasten möglichst zu sichern, wurde zwischen beide eine elastische Schicht von 3 cm Stärke eingelegt und der Tunnel selbst mit einer Längsbewehrung versehen, die ihn als Balken auf zwei Stützen über 25 m oder als Kragarm über 12,5 m frei zu tragen befähigte. Die Absenkung der beiden Hälften auf eine Tiefe von über 11 m vollzog sich programmäßig und ohne jede Schwierigkeit in einem Zeitraum von je 34 Tagen.

Die Verbindung der beiden Tunnelhälften unter Wasser geschah in einer offenen Baugrube ohne Grundwasserabsenkung, bei der die Seitenwände der Senkkasten bis zur Oberkante der Tunneldecke verlängert wurden und so als Baugrubenwände dienten, auf die zwei im Grundriß U-förmige, hölzerne Spundwandkasten — mit der Öffnung nach der Tunnelmitte zu — aufgesetzt waren, die nach Schluß der Arbeiten beseitigt wurden. Die Kasten trugen an den freien, auf 60 cm Abstand stehenden Enden je zwei starke, bis zur Senkkastenschneide reichende und mit Nuten versehene Kanthölzer, in die zwei 60 cm breite Bohlen eingeführt wurden. Der so gebildete Schlitz konnte zur Sicherheit gegen eindringendes Wasser ausgefüllt werden, während der Raum zwischen den beiden Stirnwänden der Senkkasten gegen das von unten eindringende Wasser mit Beton unter Zusatz von Trikosal mit Hilfe eines Tauchers gedichtet wurde. In der so gebildeten festen Baugrube wurde das durch den Beton noch eindringende Wasser durch Rillenplatten abgefangen und in eine Sammelstelle geleitet, von wo es entfernt werden konnte.

Die beiden oberen Treppenläufe wurden in offener Baugrube mit Grundwasserabsenkung hergestellt. Die Eingänge sind überdacht, die Innenwände mit Keramik ausgekleidet, der Fußboden besteht aus Hartklinkerfliesen. Ein in den Eingangshäuschen aufgestellter Ventilator sorgt für Erneuerung der Tunnelluft, die in Tunnelmitte abgesaugt wird.

Die Herstellungszeit betrug $1^1/_4$ Jahr, die Baukosten belaufen sich einschließlich aller Nebenkosten auf etwa 1 Million R.-M. Über das Bauwerk wird demnächst noch ausführlich berichtet werden. L B.

Erneuerung und Verbreiterung zweier englischer Drehbrücken. Die Brücken von Beccles und St. Olaves, die bereits 70 Jahre im Dienst befindlich waren und aus hölzernen Anfahrten sowie einer 10,60 bezw. 13,50 m weit gespannten Drehöffnung mit guß- und schmiedeisernen Überbauten bestanden, sind nach Railway Engineer 1927, Märzheft, vollständig erneuert worden. Die Gesamtlänge der nunmehr zweigleisig und in Baustahl ausgeführten, in Abb. 1 bis 4 dargestellten Neubauten beträgt 135,84 m für die Brücke zu Beccles und 161,54 m für die Brücke zu St. Olaves. Die Pfeiler für die Drehöffnung sind auf stählernen, mittels Druckluft eingebrachten Senkkasten gegründet und in Stampfbeton mit Backsteinverkleidung im oberen Teil ausgeführt: Die mit Granit abgedeckten Drehpfeiler haben 9,35 m Durchmesser, die beiden äußeren Pfeilerpaare der Drehbrücke sind 3,96 m breit. Die übrigen Brückenpfeiler und die Widerlager bestehen aus festem Backsteinmauerwerk und ruhen auf Eisenbetonpfählen von 30 × 30 cm Querschnitt und 16,50 m größter Eindringungstiefe, die durch eine mit alten Eisenbahnschienen kreuzweise bewehrte Betonplatte verbunden wurden.

Die Ausbildung der Überbauten ist aus Abb. 1 u. 2 in den Hauptzügen ersichtlich. Die Hauptträger haben einen Abstand von 8,70 m und sind alle 3,05 m durch Querträger verbunden, auf denen die Schienenträger aufliegen. Zwischen diesen und außerdem in der unmittelbaren Nähe der Bewegungsvorrichtungen bilden 12,7 mm starke Bleche die Abdeckung der Fahrbahn; im übrigen besteht jedoch die Abdeckung aus hölzernen Bohlen. Die Drehträger sind in beiden Fällen Blechbalken mit leicht gebogenem Obergurt (Abb. 1 u. 2), die Überbauten der Landöffnungen sehen bei der Brücke zu Beccles eine ähnliche Ausbildung wie bei den Drehträgern zwischen zwei äußeren Hauptträgern vor, bei der Brücke zu St. Olaves haben die beiden äußeren der vier Gleisträger Konsolen zur Aufnahme der seitlich auskragenden Fußwege. Der Mittelteil der beweglichen Überbauten ruht auf 29 Gußstahlrollen, die um radial angeordnete Achsen drehbar sind und oben und unten in Führungen aus Gußstahl laufen; die obere Führung ist fest mit dem Mittelteile des Trägers verbunden, die untere ist auf der Oberseite eines schweren Gußstahlringes auf dem Drehpfeiler vorgesehen (Abb. 3). Die Dreharme sind um den hohlen Drehzapfen des Königstuhles von 30,5 cm äußerem Durchmesser beweglich, in dessen Höhlung das Stromkabel für den elektrischen Antrieb mündet. Abb. 4 zeigt die Brücke zu Beccles während des Drehvorganges. Ki.

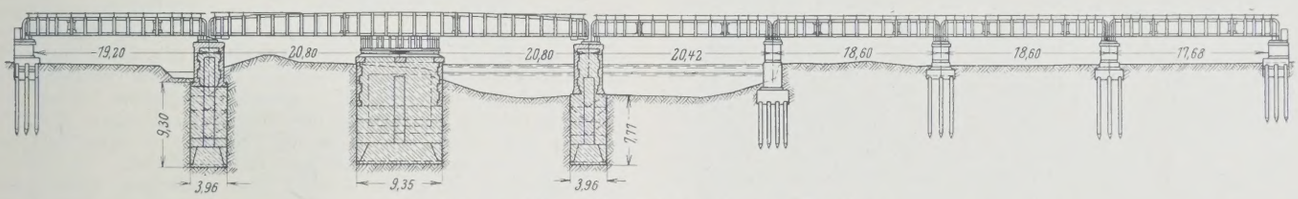


Abb. 1. Neue Eisenbahnbrücke von Beccles.

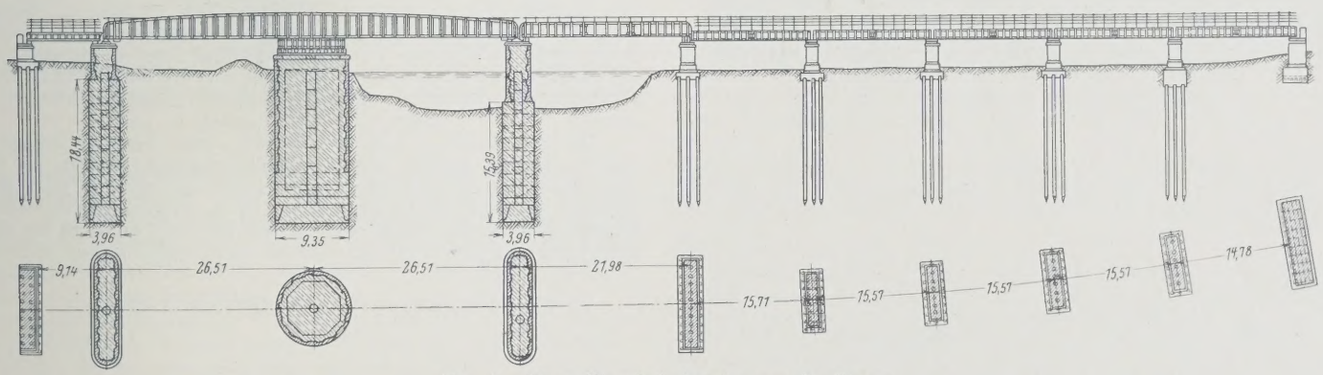


Abb. 2. Neue Eisenbahnbrücke von St. Olaves.

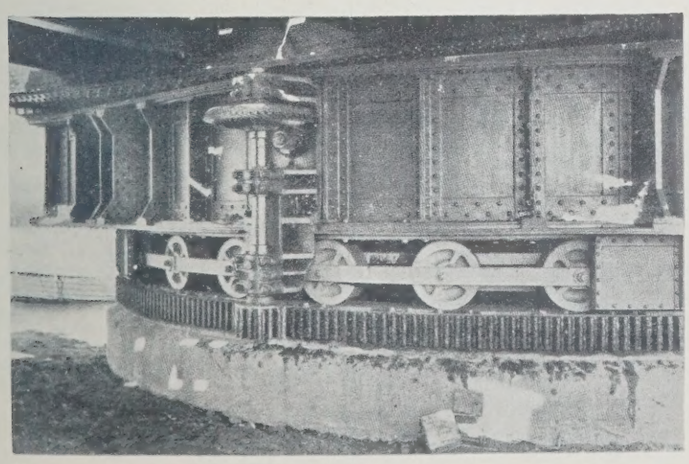


Abb. 3. Königstuhl.

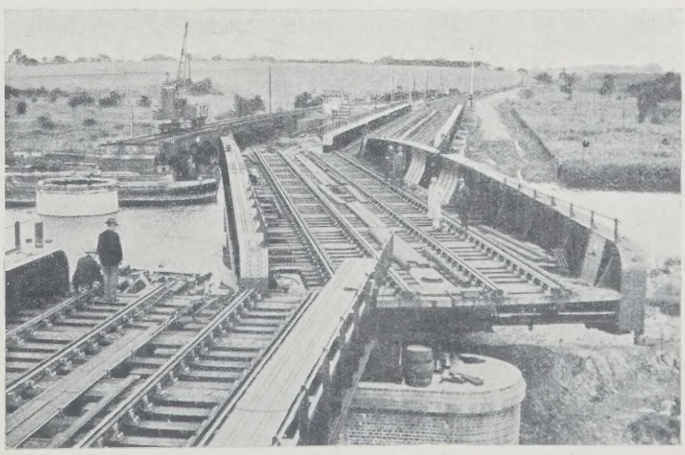


Abb. 4. Brücke von Beccles. Bauaufnahme.

Aus dem Geschäftsbericht der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 1926[1]) entnehmen wir, daß die Bautätigkeit in der ersten Hälfte des Berichtsjahres wegen des Rückganges der Verkehrseinnahmen stark eingeschränkt werden mußte. Die inzwischen vom Reich und einzelnen Ländern gewährten Darlehen gestatteten aber dann später eine kräftigere Förderung der Bauausführungen und die erneute Inangriffnahme stillgelegter Bauten. 14 neue Strecken wurden dem Betriebe übergeben, der Bau von 16 Strecken wurde wieder aufgenommen, die im Bau befindlichen Strecken wurden weiter gefördert.[2]) Bei einer größeren Zahl von Strecken sind das zweite oder das dritte und vierte Gleis zur Ausführung gelangt, letzteres u. a. auf den Strecken Hamm—Wunstorf, Frohnau—Birkenwerder, Ludwigsburg—Eßlingen. Die Bauarbeiten für die Elektrisierung der Berliner Stadt-, Ring- und anschließenden Vorortbahnen sind in Angriff genommen. Viele Bahnhöfe haben Umbauten und Erweiterungen erfahren, so Göttingen, die Verschiebebahnhöfe Nordhausen, Bremen-R., Hamburg-Billwärder, Münster (Westf.), ferner die Bahnhöfe Hilden, Düsseldorf-Rath, Viersen, Cranenberg, Rheinkamp, Köln, Frankfurt (M.) Hbf., Fulda, Dillenburg, Frankfurt (M.)-Mainkur, Frankfurt (M.)-West, der Abstellbahnhof Trier ist fertiggestellt. Im Bau sind der Betriebsbahnhof Heidelberg, der Ortsgüterbahnhof Singen (Hohentwiel) und die Erweiterung der Bahnhöfe Waldshut und Stuttgart. In Bayern wurden die Bahnhöfe Aschaffenburg, Nürnberg Rangierbahnhof, Plattling und Kaiserslautern erweitert. Das Empfangsgebäude Gleiwitz ist fertiggestellt, Flensburg und Westerland sind stark gefördert, Königsberg (Pr.) und Rheine in Angriff genommen.

Über die Bahnunterhaltung wird berichtet, daß die Unwetter und Hochwasser bei Schluß 1925 und Beginn 1926 an vielen Bahnstrecken schwere Schäden und Zerstörungen verursachten, die schleunige Maßnahmen zur Aufrechterhaltung und Sicherung des Betriebes erforderten, besonders bei Rosengarten an der Strecke Berlin—Frankfurt (O.)[3]) und bei Kettenheim in Hessen. Der Oberbau von 4043 km Hauptgleisen (gegen 3107 km im Vorjahr) wurde erneuert; der Gewinn an wiederverwendbaren Altstoffen bei diesen Gleiserneuerungen hat es möglich gemacht, die Nebengleise und die darin liegenden Weichen in größerem Umfange umzubauen und zu verbessern. Auch für die Unterhaltung und Erneuerung der Bettung konnte mehr getan werden. Nach Feststellung des nach dem Unglück bei Leiferde eingesetzten Ausschusses zur Untersuchung des Betriebszustandes des Oberbaues hat die Gleispflege nach dem Kriege so erhebliche Fortschritte gemacht, daß sich der Oberbau meist in besserem Unterhaltungszustande befindet als vor dem Kriege.

Der Reichsoberbau K mit Schienen S 49 auf Holzschwellen ist auf 948 km Länge erstmalig verlegt worden, der Reichsoberbau B mit Schienen S 49 auf Eisenschwellen ist auf 2021 km Länge eingebaut worden. Ein neuer Oberbau auf Eisenschwellen, bei dem ähnliche Rippenplatten wie die von K auf die eisernen Schwellen geschweißt werden, soll schon im nächsten Jahre in größerem Umfange versuchsweise verlegt werden.

Über den Brückenbau und Ingenieurhochbau hat bereits Dr.-Ing. ehr. Schaper in der „Bautechnik" 1927, Heft 1, S. 1, eingehend berichtet; es darf hier darauf verwiesen werden.

Die Signal- und Sicherungsanlagen sind vielfach ergänzt und verbessert worden; viele abgenutzte oder veraltete Stellwerke wurden erneuert. Auf Bahnhof Hamm ist ein selbsttätiges Ablaufwerk errichtet worden, das die Leistungsfähigkeit des Bahnhofs erheblich gesteigert hat. Die Ausrüstung von Bahnen mit elektrischer Streckenblockung wurde weiter gefördert, die Vorortstrecke Berlin—Lichterfelde-Ost erhielt als erste Strecke selbsttätige Streckenblockung. Auf mehreren Bahnhöfen an nebelreichen Stellen wurden besondere Nebellichtsignale zur leichteren Auffindbarkeit der Vorsignale aufgestellt; dem gleichen Zweck dienen die sog. Vorsignalbaken.[4])

Probeanlagen, bei denen durch selbsttätig wirkende Vorrichtungen (sog. Zugbeeinflussungen) verschiedener Systeme das Überfahren der Haltesignale verhindert werden soll, sind auf Strecken von zus. 860 km im Gange. Auf 20 großen Rangierbahnhöfen wurde ein neuer Bremsuntersuchungsmelder eingeführt, als Verständigungsmittel bei der Durchführung bremstechnischer Untersuchung von Fahrzeugen und bei Vornahme der Bremsproben im luftgebremsten Güterzugbetriebe. Hierüber soll demnächst in der „Bautechnik" besonders berichtet werden.

Die Zugtelephonie wurde im Januar 1926 auf der Strecke Berlin—Altona dem Verkehr übergeben, Berlin—München wird demnächst folgen. Ls.

Über die Beseitigung von Zementputz durch Feuer bringt E. R. Oden in Eng. News-Rec. vom 24. März 1927 die folgenden Mitteilungen: Bei einem in Beton ausgeführten Sammelbehälter bei Los Angeles wollte man Undichtigkeiten durch einen dünnen Zement-Handverputz beseitigen, was jedoch nicht gelang. Daraufhin sollte die Dichtung durch einen Überzug von „Aquatite" erzielt werden, einem Teererzeugnis, vor dessen Verwendung alle lockeren und mit der Hand abzubröckelnden Putzteile beseitigt wurden.

Nach teilweiser Aufbringung des Dichtungsmittels ergab sich, daß der darunter befindliche alte Putz unter der unmittelbaren Einwirkung einiger Stunden starken Sonnenscheins an mehreren Stellen Ausbeulungen zu zeigen begann. Man beschloß deshalb die völlige Beseitigung der alten Putzschicht. Da schon die Sonnenwärme sich als so stark zerstörend erwiesen hatte, sollte ein Versuch mit der Wirkung stärkerer Hitzegrade gemacht werden; dazu wurde der bisher aufgebrachte Aquatite-Überzug beseitigt und der ganze Behälterboden etwa einen halben Tag lang unter Wasser gesetzt, um an den bereits freigelegten Stellen den Beton gründlich zu durchfeuchten. Darauf wurde das überschüssige Wasser wieder entfernt, eine genügende Menge Gasolin ausgegossen und so schnell angezündet, daß die Flüssigkeit keine Zeit mehr fand, in etwaige Risse des Betons einzudringen.

Wenn man schnell genug arbeitete, wirkte das leichtflüssige brennende Gasolin gleichzeitig nur auf beschränktem Raum. Man erreichte, daß etwa 90 % des vorhandenen Zementputzes sofort abblätterten und der Rest durch ein zweites Abbrennen beseitigt werden konnte; der Verbrauch an Brennstoff betrug rd. 0,54 l/m². Das Betonmauerwerk des Behälters war unbeschädigt geblieben; als Ursache der Zerstörung des alten Putzes ist seine plötzliche Erhitzung und die dadurch bedingte Ablösung von der Unterlage anzusehen. Wie vollkommen jene war, beweist die Tatsache, daß etwa 60 % des durch die Flammen fast zu Staub gebrannten Putzes vom Winde in ein benachbartes Gehölz geweht wurden. Ki.

Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken. Zu der Nachschrift am Schlusse dieser Abhandlung in der „Bautechnik" 1927, Heft 27, teile ich ergänzend mit, daß die dort erwähnte 70 m weit gespannte gewölbte Eisenbahnbrücke über den Regen bei Blaibach im Bayerischen Walde im Auftrage der A.-G. Lokalbahn Gotteszell—Viechtach von mir entworfen wurde und ausgeführt wird, und daß ich bei meinen Entwürfen in klarer Erkenntnis der Zweckmäßigkeit einer Bewehrung auf die Anordnung von Eiseneinlagen im Gewölbe hingewiesen und meinen ursprünglichen Vorschlag ständig wiederholt habe.

Durch den bekannten Vortrag des Herrn Prof. Spangenberg auf dem Deutschen Betontag in Berlin 1927 entschloß sich die Bauherrschaft, meinem wiederholten Verlangen auf Anordnung von Eiseneinlagen stattzugeben. Carl Brandt, Düsseldorf.

XIV. Jahresbericht der Tung-chi Technischen Hochschule in Woosung (China).[1]) Der Bericht der bekanntlich als eine Fakultät der Tung-chi Universität von der chinesischen Regierung unterhaltenen Hochschule umfaßt die Zeit vom 28. September 1925 bis 31. Dezember 1926. Das Berichtsjahr verlief ruhiger als das Vorjahr, die Provinz Kiangsu blieb von militärischen Kämpfen und Zerstörungen verschont. Einen erfreulichen Fortschritt bildete der Neubau der Vorbereitungsanstalt, der Mittelschule, der mit Hilfe einer von deutschen Freunden in Shanghai und in der Heimat gewährten Anleihe errichtet werden konnte. Die Schuldauer an der Mittelschule wurde von 5 auf 6 Jahre verlängert. Durch einen Schulstreik, der den ganzen April 1926 hindurch dauerte, erlitt der Unterricht an der unter Leitung des Dekans Prof. Dr.-Ing. ehr. B. Berrens stehenden Anstalt eine empfindliche Störung. Die Technischen Hochschulen Karlsruhe, Stuttgart und München sind, wie bereits früher die preußischen Technischen Hochschulen, von den zuständigen Landesregierungen ermächtigt worden, den Absolventen der Tung-chi Technischen Hochschule die Ablegung der Vorprüfung an den genannten deutschen Anstalten zu erlassen.

Die Besuchsziffern blieben gegenüber dem Vorjahre nahezu unverändert. Infolge Ausfalls des II. und III. Jahrganges fanden im Berichtsjahre keine Vor- und Schlußprüfungen statt. Die mit der Hochschule verbundene Tung-chi Werkmeisterschule ist in fortschrittlicher Entwicklung begriffen; sie wurde von 88 Schülern besucht, von denen 16 die Abschlußprüfung bestanden; 37 Schüler wurden neu aufgenommen. Ls.

[1]) Über den Geschäftsbericht 1925 vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 29, S. 434.

[2]) Inzwischen ist außerdem die technisch bemerkenswerte Strecke Niebüll—Westerland mit dem Damm durch das Wattenmeer fertiggestellt.

[3]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 15 und 17.

[4]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 17, S. 257.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 14, S. 205.

Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt: der Regierungsbaumeister (W.) Seggelke vom Neubauamt Kanalabstieg in Magdeburg als Streckenbauleiter nach Hohenwarthe.

Überwiesen: der Regierungsbaumeister a. D. des Wasser- und Straßenbaufaches Dr.-Ing. Schmies dem Kulturbauamt in Meppen unter Einberufung in die landwirtschaftliche Wasserbauverwaltung.

Gestorben: der Ober- und Geheime Baurat Karl Daub in Kassel, früher Mitglied der E. B. D. in Danzig.

Das Talsperren-Neubauamt in Goslar ist Ende Mai d. J. aufgelöst worden.

INHALT: Die sächsischen Staatsstraßen im Jahre 1926. — Behebung der schädlichen Folgen einer Rißbildung im Wasserschloß einer Großwasserkraftanlage. — Druckverteilung im Baugrunde. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Wettbewerb für den finnischen Hafen Kotka. — Eröffnung des Fußgängertunnels in Berlin-Friedrichshagen. — Erneuerung und Verbreiterung zweier englischer Drehbrücken. — Geschäftsbericht der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 1926. — Beseitigung von Zementputz durch Feuer. — Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken. — XIV. Jahresbericht der Tung-chi Technischen Hochschule in Woosung (China). — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 8. Juli 1927. Heft 30

Alle Rechte vorbehalten.

Die Erdbebensicherheit von Gebäuden.

Von Regierungsbaumeister **Rudolf Briske,** Oberingenieur der Siemens-Bauunion, Berlin.

1. Die seismologischen Grundlagen.

Die in den letzten Jahren sich häufenden Meldungen von schweren Erdbebenschäden aus den verschiedensten Teilen der Erde lassen es angebracht erscheinen, ausführlicher auf eine Frage einzugehen, die auch für den im Auslande tätigen deutschen Ingenieur von wesentlicher Bedeutung werden kann: Die Frage der Erdbebensicherheit von Bauwerken.

Die deutsche Fachliteratur auf diesem Gebiete beschränkt sich im wesentlichen auf die Wiedergabe von Bildern der Zerstörung durch Erdbeben, ohne des näheren auf die statischen und konstruktiven Einzelfragen einzugehen. Um die vielgestaltigen Zerstörungserscheinungen zu verstehen, ist es notwendig, sich zunächst einen Begriff von den wirkenden Kräften zu machen, die bei den Erderschütterungen ausgelöst werden.

Fast alle zerstörenden Erdbeben sind tektonische Beben, das heißt Erdbeben, die ihre Ursache in der Änderung des Schichtbaues (der Tektonik) der Erdrinde haben. Die Erdbeben sind also Begleiterscheinungen der Gebirgsbildung, die sich zwar im ganzen über lange geologische

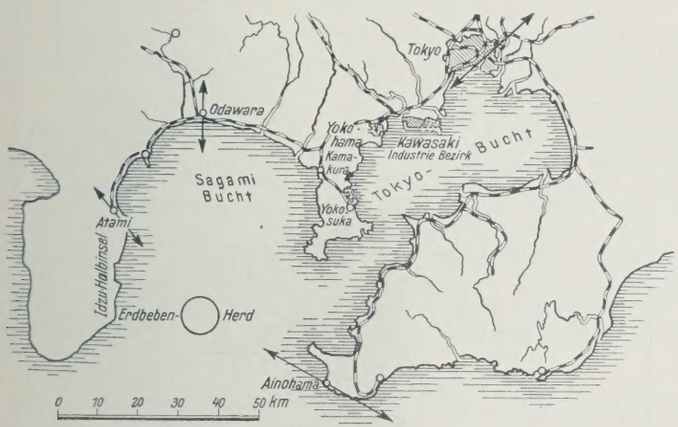


Abb. 1. Übersichtsplan des Erschütterungsgebietes des Erdbebens vom 1. September 1923 in Japan.

Zeiträume erstreckt, im einzelnen jedoch sich aus zahllosen kleinen Teilbewegungen zusammensetzt. Durch Bruch infolge Faltung von Gesteinschichten, vor allem aber durch Verwerfung werden die betroffenen Gesteinschichten in elastische Schwingungen versetzt, die sich durch die Gesteinmassen der Erdrinde weiter fortpflanzen und an der Erdoberfläche als Erdbeben in Erscheinung treten.

Die letzte große geologische Umgestaltung der Erdrinde, die Gebirgsbildung der Tertiärzeit, ist noch heute nicht ganz zur Ruhe gekommen, so daß die von ihr betroffenen Gebiete sich durch besonders heftige Erdbebentätigkeit auszeichnen. Es sind dies die beiden großen tertiären Faltungsgürtel der Erde, die zirkumpazifische Faltungszone rings um den Stillen Ozean und die mediterrane Faltungszone, der die Alpen, die Gebirgszüge Südeuropas und Vorderasiens, der Himalaja und die Sunda-Inseln angehören; die Gebirge der beiden Faltungszonen sind von tiefen maritimen Einbruchbecken begleitet, deren Ränder, also die Steilabfälle zwischen Gebirge und Tiefsee, sich als besonders schwache Stellen der Erdrinde erweisen. Diesen Gebieten gehörten auch die verheerenden Erdbeben der letzten Jahrzehnte an — San Francisco und Valparaiso 1906, Messina 1908, Tokio 1923, Sta. Barbara (Kalifornien) 1925; Dalmatien, Herzegowina, Mittel-Japan, Santiago (Chile) und Süd-Serbien in der ersten Hälfte des Jahres 1927.[1])

Gegen Zerstörung von Bauwerken durch weitgehende Änderung der Erdoberfläche, etwa infolge der Bildung meterbreiter Klüfte durch ein Erdbeben, ist menschliches Können machtlos. Freilich sind Änderungen dieser Art äußerst selten; bei dem in seinen Folgeerscheinungen verheerendsten Erdbeben, das in geschichtlicher Zeit bekannt geworden ist, demjenigen von Tokio im Jahre 1923, lag das eigentliche Erdbebenzentrum 90 km von Tokio, unterhalb der Sagami-Bucht, und zwar in etwa 15 km Tiefe unter dem Meeresspiegel (vgl. Abb. 1). Während der Meeresgrund erhebliche Veränderungen aufwies, mit Hebungen und Senkungen von Hunderten von Metern, gab es in dem ganzen von der Erschütterung betroffenen Landgebiete nur wenige kleinere Erdspalten, die nirgends ein Gebäude trafen; auch die stellenweisen Küstenhebungen, bis zu 2 m, und Küstensenkungen, bis zu 38 cm, hatten keinen Einfluß auf die Standfestigkeit der Gebäude. In einer Anzahl von Fällen stürzten infolge der Erschütterungen steile Abhänge, deren Geröllmassen sich vor dem Erdbeben gerade noch in labilem Gleichgewicht befunden hatten, samt den darauf befindlichen Gebäuden zusammen (Abb. 2). Von derartigen, meist auf Gebirgsdörfer beschränkten Ausnahmefällen abgesehen, waren die Zerstörungen ausschließlich auf die unzulängliche Widerstandsfähigkeit der

Abb. 2. Abrutsch an einem Steilhang (Dorf Sokokura im Berglande von Hakone, Japan).

Bauten gegen die Erschütterungen des Bodens zurückzuführen, ohne daß der Baugrund selbst Veränderungen aufwies. Im ganzen wurden in dem von dem großen Erdbeben am 1. September 1923 betroffenen Gebiet etwa 250 000 Gebäude ganz zerstört oder schwer beschädigt.

Diese Erschütterungen sind lediglich die Folgen einer rüttelnden Bewegung der Erdoberfläche. Irrig ist die Auffassung, als ob beim Erdbeben die Erdoberfläche selbst in schaukelnde Bewegung nach Art der Meereswellen versetzt wird und dadurch die einzelnen Gebäude vorübergehend schief stehen wie ein Boot im Seegang: Wellen dieser Art (transversale Wellen) sind zwar vorhanden, aber dermaßen sanft — mit Amplituden von wenigen Zentimetern und Wellenlängen von mehreren Kilometern —, daß sie keinerlei Einfluß auf die Standfestigkeit der Gebäude ausüben. Vielmehr breitet sich die Erschütterung vom Erdbebenherd her strahlenförmig nach allen Richtungen in longitudinalen Wellen aus, die an der Erdoberfläche als rüttelnde Bewegung in Erscheinung treten. Die durch Seismographen meßbaren absoluten Maße dieser Rüttelbewegung betragen hin und her etliche Zentimeter — bei dem großen Erdbeben in Japan 1923 stellenweise bis zu 50 cm — in einer ziemlich spitz zur Erdoberfläche verlaufenden Richtung, bei einer Periode von einer Sekunde und mehr für das Hin- und Herrütteln — bei dem großen Erdbeben in Japan etwa 1,35 Sek. Die bei diesem Rütteln ausgelösten, durch Auswertung der Seismogramme (Abb. 3 u. 4) feststellbaren Beschleunigungen und Verzögerungen der Erdoberfläche betrugen in wagerechter Richtung bei dem großen Erdbeben in Japan bis zu 5 m/Sek.^{2} oder 50 % der Schwere-Beschleunigung 9,81 m/Sek.^{2}. Erheblich geringer bleiben, infolge des spitz einfallenden Winkels der Erdstöße gegen die Erdoberfläche, die senkrechten Beschleunigungen bezw. Verzögerungen, die eine Vermehrung bezw. Verminderung der Schwere-Beschleunigung bedeuten. Die senkrechten Stöße sind daher für die Standsicherheit der Gebäude im allgemeinen einflußlos; eine Vermehrung der Schwere-Beschleunigung und

[1]) Als ein ausführliches deutsches Lehrbuch über Entstehung und Auswirkung der Erdbeben, das auch umfangreiche weitere Literaturangaben enthält, sei genannt: „Geologische, physikalische und angewandte Erdbebenkunde", von Dr. A. Sieberg, Jena 1923. Verlag von Gustav Fischer.

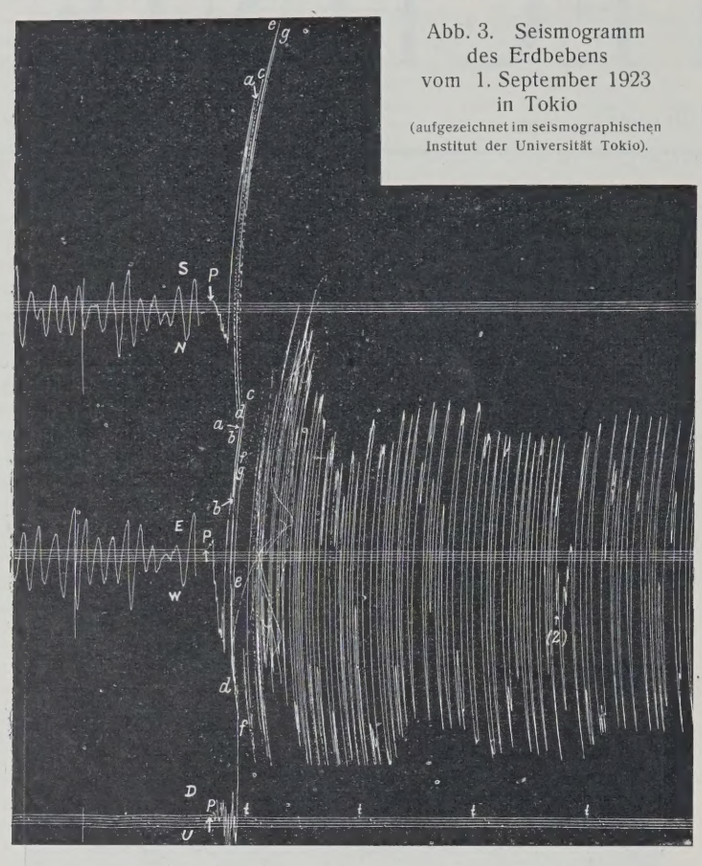


Abb. 3. Seismogramm des Erdbebens vom 1. September 1923 in Tokio (aufgezeichnet im seismographischen Institut der Universität Tokio).

somit der senkrechten Lasten der Gebäude um äußerstenfalles 15 % bleibt bei allen Bauweisen stets im Rahmen der Sicherheit, die durch entsprechend geringe Wahl der zulässigen Beanspruchung gegeben ist.

Maßgebend für die Erdbebensicherheit der Bauwerke ist somit ihr Verhalten gegenüber den bei wagerechten Erschütterungen ausgelösten Kräften, deren Berücksichtigung beim Entwurf unerläßlich ist.

Für die statische Berechnung empfiehlt es sich, den Begriff „Erschütterungsgrad" einzuführen, nämlich das Verhältnis der durch die Rüttelbewegung des Erdbebens ausgelösten wagerechten Beschleunigung zur Schwere-Beschleunigung, oder, was auf dasselbe herauskommt, das Verhältnis der beim Erdbeben ausgelösten wagerechten Zusatzkräfte zu den senkrechten Lasten des Gebäudes. Die folgende Tafel gibt die bei einigen größeren Erdbeben in Japan für die wagerechte Rüttelbewegung festgestellten Perioden, Amplituden, Beschleunigungen und Erschütterungsgrade an.

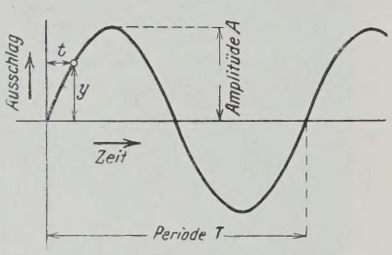


Abb. 4. Bestimmung des Erschütterungsgrades aus dem Seismogramm.

Annahme: Sinus-Kurve

Periode: T

Amplitude: A

Ausschlag im Zeitpunkte t:

$$y = A \sin 2\pi \cdot \frac{t}{T}$$

Beschleunigung:

$$\alpha = \frac{d^2 y}{d x^2} = -\frac{4\pi^2}{T^2} \cdot A \sin 2\pi \cdot \frac{t}{T}$$

$$\alpha_{max} = \frac{4\pi^2}{T^2} \cdot A$$

Zahlenbeispiel:

$A = 150$ mm

$T = 1{,}35$ Sek.

$$\alpha_{max} = 150 \cdot \frac{4\pi^2}{1{,}35^2} = 3250 \text{ mm/Sek.}^2$$

Erschütterungsgrad:

$$\varepsilon = \frac{\alpha}{g} = \frac{3250}{9810} \approx \frac{1}{3}.$$

Beben	Periode T Sek.	Doppelte Amplitude $2A$ mm	Größte wager. Beschl. $\alpha = A \cdot \frac{4\pi^2}{T^2}$ mm/Sek.²	Erschütt.-Grad $\varepsilon = \frac{\alpha}{g}$
Mino-Owari, Japan, 28. 10. 1891 . . .	1,30	220	2600	26,7 %
Tokio, 20. 6. 1894, weicher alluvialer Boden	1,80	162	1000	10,2 %
Tokio, 20. 6. 1894, harter diluvialer Boden	1,80	78	480	4,9 %
Tokio, 1. 9. 1923, weicher alluvialer Boden	1,35	270	2930	30,0 %
Tokio, 1. 9. 1923, harter alluvialer Boden	1,35	88,6	960	9,8 %

Wie im besonderen das große Erdbeben in Tokio zeigte, pflanzte sich die Erschütterung nicht, wie man annehmen sollte, einfach strahlenförmig vom Erdbebenherd aus fort, vielmehr waren durch wechselnde Schichtenlagerungen vielfache Ablenkungen bedingt. Auch die Größe der Erschütterung nahm nicht, wie es bei homogener Schichtenlagerung der Fall wäre, mit dem Quadrate der Entfernung vom Erdbebenherd ab, sondern hing wesentlich von der Beschaffenheit des Untergrundes ab, wie folgende Tabelle zeigt.

Ort	Entfernung vom Erdbebenherd km	Untergrund	Erschütt.-Grad $\varepsilon = \frac{\alpha}{g}$
Idru-Halbinsel .	35	tertiärer bezw. vulkan. Fels	10 %
Kamakura . .	45	tertiärer Fels	8 %
Kamakura . .	45	alluviale Ablagerungen	40 %
Yokohama . .	62	harter diluvialer Lehm	20 %
Yokohama . .	62	alluviale Ablagerungen	40 %
Tokio	92	harter diluvialer Lehm	10 %
Tokio	92	alluviale Ablagerungen	30 %

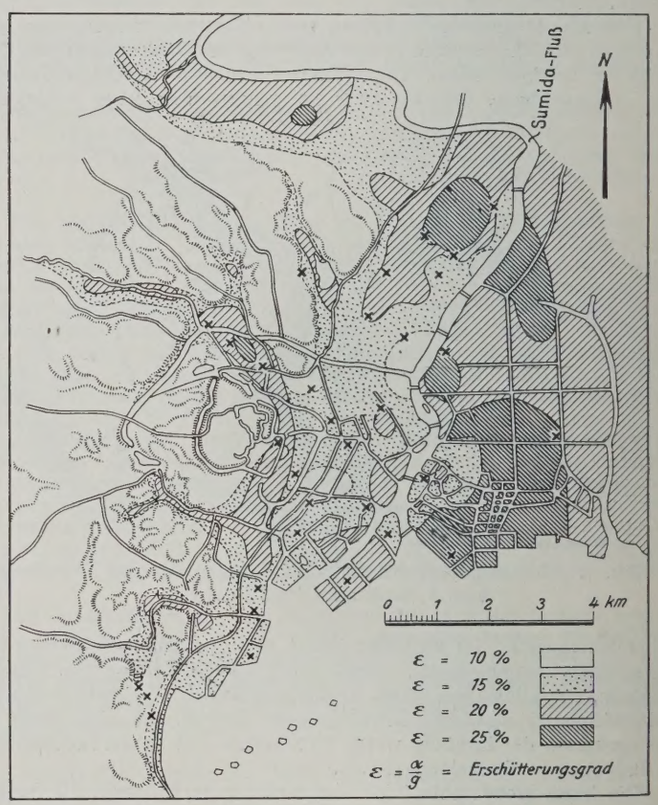


Abb. 5. Die Verschiedenheit des Erschütterungsgrades innerhalb des Stadtgebietes von Tokio.

Die Lage der in dieser Zusammenstellung genannten Ortschaften ist aus dem Plane (Abb. 1) ersichtlich. Für die Stadt Tokio zeigt ein Vergleich des Stadtplanes (Abb. 5), der die Erschütterungsgrade in den einzelnen Stadtbezirken darstellt, mit einem geologischen Plan, in wieviel stärkerem Maße die weicheren Alluvialschichten erschüttert wurden als die alten, aus festem diluvialen Lehm bestehenden Gebietsteile. Auf Grund des kalifornischen Erdbebens 1906 (vergl. Sieberg, Erdbebenkunde, S. 109) wurde festgestellt, daß, wenn man die Bebenwirkung im soliden vollkristallinen Fels gleich 1 setzt, sie in Sandstein 1 bis 2,4 mal so groß, in lockerem Sand 2,4 bis 4,4, in künstlich aufgeschüttetem Baugrund 4,4 bis 11,6 und in Marschboden 12 mal so groß ist.

Allgemein gilt also die Regel, daß die Bebenwirkung um so geringfügiger ist, je verbandsfester das Gestein ist. Denn in verbandsfesten Steinen kommen lediglich Erschütterungen zur Geltung, während in den lockeren Schichten, zu denen auch die Verwitterungserzeugnisse der festen Gesteine gehören, Massenverlagerungen hinzutreten, die durch die seismischen Wellen ausgelöst werden.

Die Festsetzung des mutmaßlich höchsten Erschütterungsgrades für die einzelnen von Erdbeben gefährdeten Landesgebiete und Stadtbezirke stellt eine besonders wichtige Gemeinschaftsarbeit zwischen Seismologen

und Baufachmann dar; hierbei kann es sich freilich — wie im Grunde genommen auch zum Beispiel beim Winddruck — nur um eine rohe Schätzung vermutlicher Grenzwerte handeln, die aber doch unentbehrlich sind, um überhaupt eine Grundlage für die statischen Berechnungen zu schaffen.

2. Die Grundlagen der statischen Berechnung für Bauwerke im Erdbebengebiet.

a) Die Wirkung der Erschütterung.

Im vorigen Abschnitt wurde gezeigt, daß die beim Erdbeben ausgelösten Schwingungen Stoßbeschleunigungen verursachen, die, je nach Größe des Erdbebenherdes, Lage des Standortes zum Erdbebenherd und Bodenbeschaffenheit einen Erschütterungsgrad — also ein Verhältnis der wagerechten Erdbebenbeschleunigung zur Schwere-Beschleunigung — bis zur Höhe von 50 % aufweisen. Zu dieser wagerechten Stoßkraft kommt noch die senkrechte, auf Vermehrung und Verminderung der Schwere-Beschleunigung wirkende Stoßkraft, die jedoch, wie bereits erwähnt, für die Berechnung der Gebäude im allgemeinen vernachlässigt werden darf.

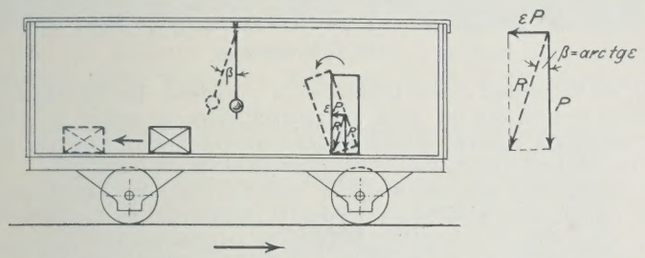


Abb. 6. Veranschaulichung des Erschütterungsgrades an den Bewegungen der Gegenstände auf einem hin- und hergerüttelten Fahrzeug.

Die Vorgänge, die infolge einer lediglich wagerechten Erdbebenerschütterung auftreten, macht man sich am einfachsten klar, indem man sich die Bauteile, deren Standsicherheit und Festigkeit untersucht werden soll, auf einem Fahrzeug angebracht denkt, das die gleichen Hin- und Herbewegungen erfährt wie die Erde im Falle eines Erdbebens. Die Vorgänge sind in Abb. 6 erläutert, unter der Annahme einer den Gesetzen einer Sinus-Funktion folgenden Rüttelbewegung, deren Amplitude 150 mm, deren Periode 1,35 Sek. beträgt. Man erhält (vergl. Abb. 4) die absolut größte wagerechte Beschleunigung des Erdbebens zurzeit des größten Schwingungsausschlages

$$\alpha = A \cdot \frac{4\pi^2}{T^2} = 3250 \text{ mm/Sek.}^2 \approx {}^1/_3\, g$$

(g = Schwere-Beschleunigung = 9810 mm/Sek.²)

und hieraus den Erschütterungsgrad

$$\varepsilon = \frac{\alpha}{g} = 0{,}33$$

woraus man den Winkel

$$\beta = \operatorname{arc\,tg}\, \varepsilon = 18\,^\circ$$

erhält, um den das in Abb. 6 dargestellte, an einem starren Gerüst hängende mathematische Pendel ausschlägt. (Wobei vorausgesetzt ist, daß die Zeitdauer, während deren die Beschleunigung α nahezu unverändert bleibt, reichlich groß im Verhältnis zur eigenen Schwingung des Pendels ist.)

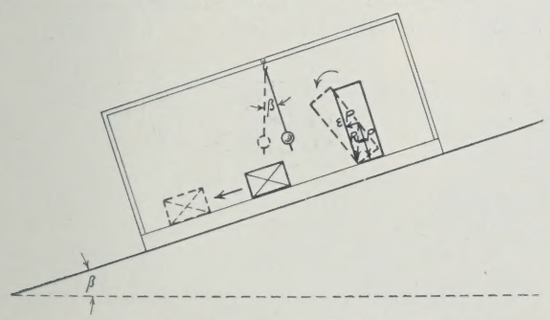


Abb. 7. Veranschaulichung des Erschütterungsgrades ε an den Bewegungen der Gegenstände auf einer gedachten, um den Winkel $\beta = \operatorname{arc\,tg}\, \varepsilon$ geneigten schiefen Ebene.

Unter dem gleichen Winkel β stellt sich auch die Mittelkraft aus Schwere und Erschütterungskraft für stehende Körper ein, so daß der in Abb. 6 hochkant dargestellte rechteckige Block im dort gezeigten Drehsinne umfällt, falls die Mittelkraft nicht mehr innerhalb der Grundfläche bleibt. Ein durch seine Form gegen Umkippen gesicherter Block kommt im Pfeilsinne der Abb. 7 ins Gleiten, falls der Pendelwinkel $\beta = 18°$ den Reibungswinkel zwischen Block und Unterlage überschreitet. Allgemein gesprochen, hat man, um einen beliebigen statischen Vorgang zu erfassen, nach dem Gesetz der relativen Beschleunigung (d'Alembertsches Prinzip), für jedes an dem Körper wirksame Massenteilchen $Q = m\,g$ eine der Erdbebenbeschleunigung entgegengerichtete Kraft

$$\alpha \cdot m = \frac{\alpha}{g} \cdot Q$$

hinzuzufügen, um die Auflagerkräfte und Beanspruchungen der einzelnen Bauwerkteile zu errechnen.

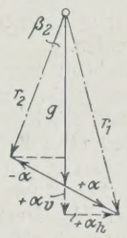


Abb. 8. Zusammengesetzte wagerechte und senkrechte Erschütterung.

$\alpha_h = {}^1/_3\, g = 3{,}27$ m/Sek.²
$\alpha_v = {}^1/_6\, g = 1{,}64$ m/Sek.²

$$\varepsilon_{max} = \frac{\alpha_h}{g - \alpha_v} = 0{,}40$$

$$\beta_2 = \operatorname{arc\,tg}\, \varepsilon_{max} = 22\,^\circ.$$

Die durch die veränderte Kraftrichtung bedingten Wirkungen sind also die gleichen, wie sie durch eine Schiefstellung des Erdbodens um den Winkel

$$\beta = \operatorname{arc\,tg}\, \varepsilon$$

entstehen würden. Abb. 7 kennzeichnet diese besonders bei Durchführung graphischer Untersuchungen zweckmäßig auszuwertende Ähnlichkeit der Erscheinungen.

Die Betrachtung bleibt unverändert, wenn die wagerechte Erdbebenbeschleunigung α_h zugleich mit einer senkrechten, auf Vermehrung und Verminderung der Schwerkraft g wirkenden Erdbebenbeschleunigung α_v zusammentrifft; die äußerste Schiefstellung (Abb. 8) geschieht dann unter dem Winkel

$$\beta_2 = \operatorname{arc\,tg}\, \frac{\alpha_h}{g - \alpha_v}.$$

Da die senkrechte Erdbebenbeschleunigung meist, wie bereits erwähnt, nur ein Bruchteil der wagerechten ist, so ist die Änderung der Kraftrichtung und somit der Einfluß der senkrechten Erdbebenerschütterung in den meisten Fällen der Praxis unwesentlich. Große Gefahr kann freilich auch eine an sich unbedeutende senkrechte Erschütterung mit sich bringen, sobald Reibungsvorgänge in Frage kommen. Durch die senkrechte Erschütterung erfahren Gegenstände, die nicht fest mit dem Boden verbunden sind, einen elastischen Stoß: Möbelstücke, die durch ihre Form gegen Umkippen gesichert sind, springen im Zimmer nennenswerte Strecken umher; sogar leichte Häuser, die ohne feste Verbindung lose auf ihren Fundamenten auflagen, machten in den im Erdbeben von 1923 in Japan besonders heftig betroffenen Bezirken Sprünge von mehr als 1 m Weite.

Der Vorgang läßt sich durch einen einfachen Versuch veranschaulichen, indem man etwa eine Streichholzschachtel auf ein Brett legt, das Brett in schräger Richtung rüttelt und die Sprünge beobachtet, die die Streichholzschachtel infolge Aufhebung der Reibung durch den elastischen Stoß von unten her und gleichzeitiger seitlicher Erschütterung des Brettes, vollführt. Wenngleich der elastische Stoß bei einem Erdbeben im allgemeinen nur Sprünge von Gegenständen auf ihrer Unterlage um Bruchteile eines Millimeters zur Folge haben wird, so genügt auch der kleinste Sprung bereits, um das als Reibung in Erscheinung tretende Ineinandergreifen der Oberflächenteilchen vorübergehend aufzuheben.

So selbstverständlich dieser Vorgang erscheint, so wenig ist er in den volkstümlichen Bauweisen der meisten Länder berücksichtigt worden. Bruchsteinmauerwerk ist in Japan und Italien, als besonders preiswerter Beistoff, sehr häufig verwandt worden, oft auch einfach als Trockenmauerwerk, namentlich beim Bau von Stütz- und Futtermauern; bei derartigen Bauwerken genügen schon kleinere Erdbeben zur völligen Zerstörung. Sofern überhaupt Mauerwerk verwendet wird, ist eine satte Ausmauerung aller Fugen, womöglich mit Zementmörtel, unerläßlich. Auch ist Sorge zu tragen, daß die Reibung bei der Kraftübertragung möglichst ausschaltet, besonders bei der Konstruktion der Fundamente, wo eine innige Verbindung mit dem gewachsenen Boden, etwa durch Verzahnung oder durch Pfähle, unerläßlich ist.

Besonders gefährlich ist die Wirkung des elastischen Stoßes auch bei Dacheindeckungen. Dachziegel und Schieferplatten werden bei den üblichen Konstruktionen zunächst in die Höhe geworfen und fallen dann herab; notwendig ist eine stoßsichere Befestigung, etwa wie bei den Asbestzementplatten durch Annageln auf die Dachplatten.

b) Bestimmungen zur statischen Berechnung von Bauwerken im Erdbebengebiet.

Abgesehen von den einer rechnerischen Behandlung kaum zugänglichen Vorgängen, die auf Aufhebung der Reibung zurückzuführen sind, wird es notwendig, die Kraftwirkung des Erdbebens in den statischen Berechnungen bis ins einzelne zu verfolgen.

Für die Einheitlichkeit der statischen Berechnungen sind behördliche Bestimmungen über die für die einzelnen Bezirke anzunehmende Höhe des Erschütterungsgrades und die im Erdbebenfalle zugelassenen Höchstspannungen erwünscht.

Mustergiltig sind in dieser Hinsicht die ministeriellen Vorschriften, die für Neubauten von Straßenbrücken in Tokio festgelegt sind. Da es sich bei diesen Brücken überwiegend um weicheren alluvialen, oft erst

in geologisch jüngster Zeit abgelagerten Boden handelt, ist mit dem hohen Erschütterungsgrade $\varepsilon = 1/3$, also einer wagerechten Erdbebenbeschleunigung von 3,27 m/Sek.² gerechnet; zugleich ist eine senkrechte Erdbebenbeschleunigung

$$\alpha_v = 1/2\,\alpha_h = 1/6\,g = 1{,}64 \text{ m/Sek.}^2$$

vorgeschrieben. Die sich hieraus ergebende Änderung im Erdbebenfalle ist aus Abb. 8 ersichtlich. Im Hinblick auf die Seltenheit des Erdbebenfalles dürfen die ohne Rücksicht auf das Erdbeben zugelassenen Beanspruchungen der Baustoffe um 50% überschritten werden.

Ähnliche Bestimmungen werden auch für den Hochbau angestrebt, mit der Maßgabe, daß man, soweit es sich um Berechnung eines ganzen Gebäudes auf Erdbebensicherheit handelt, aus Wirtschaftlichkeitsgründen die Nutzlasten wie auch den Winddruck auf einen Bruchteil, etwa die Hälfte ihrer Höchstwerte, herabsetzt: Denn das Zusammentreffen des an sich schon sehr seltenen Belastungsfalles, daß die Belastung sämtlicher Räume eines Gebäudes mit voller Nutzlast geschieht, mit höchstem Winddruck und dem ganz seltenen Belastungsfall des Erdbebens hat nur noch einen verschwindend geringen Grad der Wahrscheinlichkeit. Bei Befolgung dieser Regel kommt man im allgemeinen im Hochbau mit unwesentlichen Verstärkungen der Baukonstruktion, bei geeigneten Konstruktionen wie Rahmen sogar ohne Verstärkungen aus und kann die erforderliche Erdbebensicherheit unter voller Wahrung der Wirtschaftlichkeit und ohne wesentlichen Mehraufwand erreichen.

Für einfachere Fälle genügt die in Japan viel angewandte Regel, die Erdbebenkräfte durchweg als Zusatzkräfte von nur 10% der senkrechten Kräfte anzunehmen, ohne Herabsetzung der sonstigen Lasten und Heraufsetzung der zulässigen Spannungen; zur klaren Erfassung der statischen Aufgabe empfiehlt sich jedoch durchweg die Einsetzung eines den tatsächlichen Verhältnissen entsprechenden Erschütterungsgrades im Sinne obiger Darlegungen.

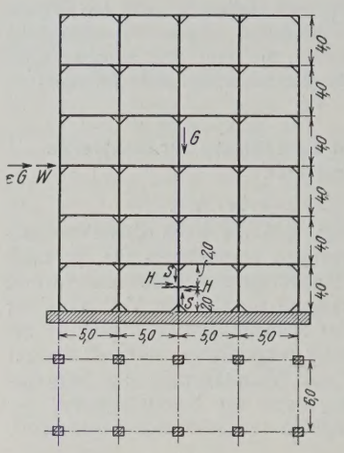
c) Die statischen Grundsätze für die Konstruktion von Gebäuden.

Wie bereits erwähnt und wie später, bei Besprechung der einzelnen Bauweisen, an Hand praktischer Beispiele erläutert wird, war die mangelnde Seitensteifigkeit der Bauwerke schuld an dem meisten Unglück. Die Tragkonstruktion der Bauwerke bestand nur aus Balken und Säulen bezw. Pfeilern, die Ausfachung der Wände geschah mit einem schwachen Mauerwerk oder Putz auf Draht- bezw. Rohrgeflecht und war wohl für leichtere Beanspruchungen wie Wind ausreichend, nicht aber für den Fall des Erdbebens; denn die Windkraft ist verhältnisgleich der getroffenen Ansichtsfläche des Bauwerkes, die Erdbebenkraft verhältnisgleich dem Gewicht, also etwa dem umbauten Raum des Bauwerkes. Je kleiner, in Windrichtung gemessen, die Gebäudebreite, desto größer wird also die Windkraft im Verhältnis zur Erdbebenkraft. So kommt es, daß hohe, schlanke Bauten verhältnismäßig leichter Konstruktion, denen man an sich eine geringe Erdbebensicherheit zutrauen sollte, im Erdbeben sich oft erstaunlich gut gehalten haben, da ihre Inanspruchnahme nicht größer war als im Falle des höchsten Winddrucks, der bei ihrer Berechnung berücksichtigt war. Umgekehrt ist es bei verhältnismäßig schweren Bauten mit breiter Grundfläche, die oft durch das Erdbeben zerstört wurden, während ihre Beanspruchung durch Winddruck nur belanglos blieb.

Im besonderen Maße gilt dies von den sogenannten Skelettbauten, bei denen ein tragendes Gerippe aus Eisen oder Eisenbeton mit durchgehenden massiven Decken zur Aufnahme der senkrechten Kräfte dient, während die wagerechten Kräfte durch das Füllmauerwerk aufgenommen werden. Abb. 9 bringt ein Zahlenbeispiel. Bei einem Erschütterungsgrade von 30% werden die durch das Erdbeben ausgelösten wagerechten Zusatzkräfte zehnmal so groß wie die Windkräfte; den dadurch entstehenden Beanspruchungen ist weder das Füllmauerwerk noch die Tragkonstruktion gewachsen. Es kommt, wie im folgenden an einer Reihe von Beispielen erläutert, zunächst zur Zerstörung des Füllmauerwerks, anschließend zur Verbiegung und zum Bruch der für die Aufnahme größerer Biegungsmomente unzureichenden Säulen.

Beispielsweise erhält man für das Untergeschoß des in Abb. 9 dargestellten Gebäudes bei Konstruktion in Eisenbeton, wenn man die Berechnung nur für Eigengewicht, volle Nutzlast und Wind durchführt, mit den üblichen Spannungen von 40 kg/cm² für Beton und 1200 kg/cm² für Eisen, Säulenabmessungen von 90 · 60 cm². Wenn man die Berechnung für den Fall des Erdbebens mit 30% Erschütterungsgrad durchführt, so kommt man, falls man die Säulen nicht verstärkt, zu Beanspruchungen, die für den Beton das Vierfache und für das Eisen das Doppelte der zulässigen Spannung erreichen. Es wird deshalb eine Verstärkung der Säulen um ungefähr 50% auf das Maß 110 · 75 cm² erforderlich, wobei die Spannungen für Beton und Eisen etwa das $1\,1/2$fache der zulässigen Spannung betragen, was nach den früheren Darlegungen noch als zulässig zu erachten ist.

Wirtschaftlich fällt die Säulenverstärkung gegenüber dem Vorteil der weitaus erhöhten Erdbebensicherheit nur wenig ins Gewicht, zumal da mit der Verstärkung der Säulen gleichzeitig eine Rahmenwirkung erreicht



Geschoßgewicht (einschl. 1/2 Nutzlast) 1 t/m²
Auf 1 m Gebäudelänge:
Gesamtgewicht des Baues
$G = 6 \cdot 4{,}0 \cdot 5{,}0 \cdot 1{,}0 = 120$ t
Winddruck (0,150 t/m²)
$W = 0{,}150 \cdot 6 \cdot 4{,}0 \cdot 1{,}0 = 3{,}6$ m
Erdbebenkraft:
(Erschütterungsgrad $\varepsilon = 30\%$)
$\varepsilon G = 0{,}30 \cdot 120 = 36$ t $= 10\,W$
Säulenkraft im Untergeschoß:

$$S = G \cdot \frac{6{,}0}{4_{\text{.}}} = 180 \text{ t}$$

Einspannungsmoment infolge Windes:

$$M = H \cdot 2{,}0 = W \cdot \frac{6{,}0}{4} \cdot 2{,}0 = 10{,}8 \text{ tm}$$

Einspannungsmoment infolge Erdbebens:

$$M = H \cdot 2{,}0 = \varepsilon\, G \cdot \frac{6{,}0}{4} \cdot 2{,}0 = 108 \text{ tm}.$$

Abb. 9. Beanspruchung eines Gebäude-Gerippes durch Wind und Erdbeben.

wird, die Ersparnisse an den Deckenbalken ermöglicht. Der hier theoretisch geführte Beweis, daß die allzu weitgehende Ersparnis gerade im Säulenquerschnitt die eigentliche Ursache des Zusammenbruchs war, wird durch die im folgenden erörterten Zerstörungserscheinungen bestätigt.

Es empfiehlt sich eine möglichst einfache und klare Berechnung, da stets im Auge zu behalten ist, daß die Grundannahme, der Erschütterungsgrad, doch nach dem heutigen Stande der seismologischen Wissenschaft nur sehr roh sein kann. Im übrigen bleibt zu beachten, daß, wenngleich im allgemeinen die Einführung des Erschütterungsgrades in die Berechnung praktisch einwandfreie Ergebnisse liefert, in besonderen Fällen auch die Schwingungserscheinungen berücksichtigt werden müssen. Beispielsweise kann ein Erdbeben geringeren Erschütterungsgrades, das im allgemeinen an den Gebäuden noch keine Schäden anrichtet, hohe Schornsteine zerstören, indem die Schwingungsperiode des Erdbebens nahezu die gleiche ist wie die Eigenschwingungsperiode des Schornsteins, so daß Resonanzwirkung und dadurch — unter statisch ähnlichen Vorgängen, wie sie aus der Theorie der Turbinenfundamente bekannt sind — Vergrößerung anfänglich geringer Ausschläge und schließlich Bruch eintritt. Auf die hiermit zusammenhängenden Fragen zurückzukommen, sei späterer Gelegenheit vorbehalten. Für die im folgenden gegebenen Erklärungen des Verhaltens der einzelnen Bauweisen bei dem Erdbeben 1923 in Japan erübrigt sich das Eingehen auf die Schwingungserscheinungen, da die Zerstörungen durchweg als unmittelbare Folge der Erschütterungen aufzufassen sind.

3. Gebäude in Holz.

Holzbauten hatten sich bei dem großen Erdbeben vom 1. September 1923 in Japan im allgemeinen nicht bewährt, was freilich nicht auf die Holzbauweise an sich zurückzuführen ist, sondern auf die Anwendung der althergebrachten japanischen Holzbauweise, die Verstrebungen überhaupt nicht kennt. Die Seitensteifigkeit blieb dabei oft nur auf die sehr schwachen, aus Putz auf Rohrgeflecht bestehenden Wandausfüllungen beschränkt, und wo diese Seitensteifigkeit versagte, kam es zum Zusammenbruch des für die schweren Dächer unverhältnismäßig leichten Unterbaues. Abb. 10 bis 15 kennzeichnen die japanische Hausbauweise und den

Abb. 10. Japanische Wohnhäuser (Kamakura).

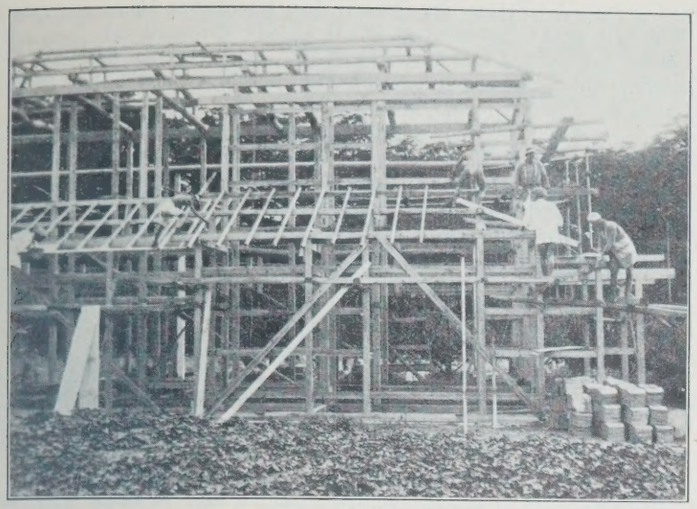


Abb. 11. Modernes japanisches Wohnhaus im Bau. (Die im Bilde sichtbaren Streben werden vor Einbringen der Wandausfüllungen beseitigt.)

japanische Wohnhäuser hielten immerhin etwas besser stand, dank der bei einwandfreier Durchführung der alten Regeln des japanischen Hausbaues vorhandenen Rahmenwirkung.

Abb. 16 u. 17 gibt das Beispiel eines alten Tempels, in der vom Erdbeben schwer heimgesuchten Tempelstadt Kamakura; während die Häuser der Nachbarschaft fast durchweg zerstört wurden, blieb der Tempel bis auf einige Schäden der Holzvertäfelung unversehrt. Im Gegensatz zum alten deutschen Holzfachwerkbau, bei

Abb. 12.
Modernes japanisches Wohnhaus.

Abb. 13.
Zerstörung japanischer Holzhäuser.

Abb. 14. Die charakteristische Zerstörungsform japanischer Holzhäuser: Zusammenklappen des Unterbaues bei unversehrtem Dach.

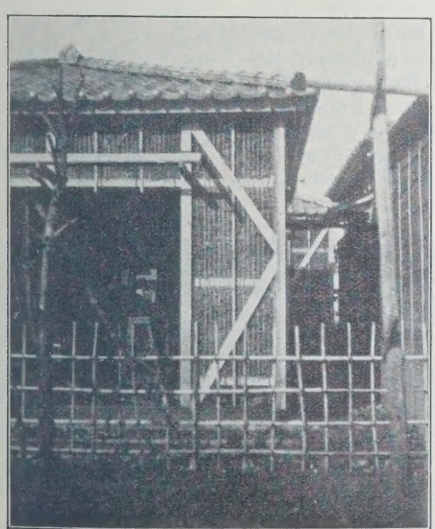


Abb. 15. Japanisches Wohnhaus. Wandausfüllung mit Putz auf Rohr. Die Verstrebung beginnt sich erst seit dem Erdbeben einzubürgern.

Abb. 16.
Kenchoji-Tempel, Kamakura.

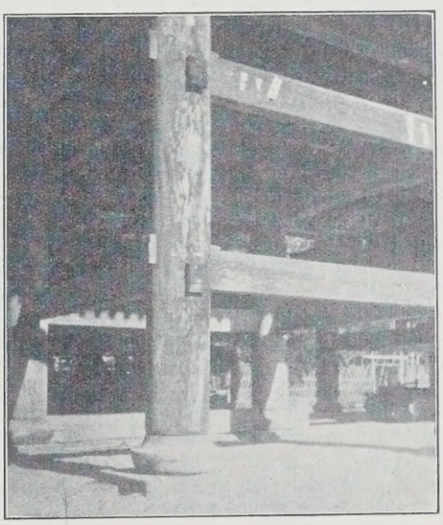


Abb. 17.
Kenchoji-Tempel, Kamakura.
Einzelheiten der Rahmenkonstruktion.

eigenartigen Zerstörungsvorgang des kartenhausartigen Zusammenklappens. In einzelnen Ortschaften fielen auf diese Weise bis zu 95 % der Häuser dem Erdbeben zum Opfer. Ebenso schlimm ging es den Holzbauten, die zwar in ihrem Gesamtaufbau europäischem Muster folgten, wie Speicher, Schuppen und Villen europäischen Stils, konstruktiv jedoch ebenfalls durch die fehlende Verstrebung gekennzeichnet waren. Gediegene

dem die nach unseren Begriffen konstruktiv und statisch unentbehrlichen Streben zugleich architektonisch wesentliche Merkmale sind, widerspricht die Verstrebung dem japanischen Kunstempfinden; jedoch wurde die konstruktive Aufgabe, für ein Holzfachwerk mit schwerem Dachaufbau eine hinreichende Widerstandsfähigkeit gegen seitliche Kräfte auch ohne Verstrebungen zu finden, durch eine besonders kräftige Rahmenkonstruktion

gelöst mittels starker einwandfreier Eckverbindungen; freilich mit recht erheblichem Materialaufwand, nämlich unter Verwendung von Pfosten von 56 cm Durchm. und Riegeln von 40 · 17 cm² Querschnitt.

Die oft auch in der seismologischen Fachliteratur wiederkehrende Behauptung, daß die Jahrhunderte alten Tempelbauten Japans zahllosen Erdbeben getrotzt haben und daher die japanische Holzbauweise, die die Verstrebungen fortläßt, jeder europäischen Bauweise vorzuziehen sei, hat somit eine Lücke: Die Tempelbauten erhielten sich trotz des Fehlens der Verstrebungen, einmal dank ihrer zwar unwirtschaftlichen, aber besonders kräftigen Rahmenkonstruktion, dann aber auch, weil sie fast stets auf besonders gutem Baugrund stehen. Die Tempelbauten in Kamakura z. B. stehen fast durchweg über festem Kalkfelsen, so daß der Erschütterungsgrad nur $^1/_5$ des Erschütterungsgrades der benachbarten alluvialen Bezirke war (vergl. Tafel S. 426).

Im Gegensatz zu der Unzulänglichkeit nicht verstrebter Holzbauten haben sich nach europäischen Begriffen regelrecht verstrebte Holzbauten im Erdbeben recht gut bewährt, beispielsweise die nach deutschen Mustern durchgebildeten Hochbauten in Holz bei der japanischen Staatsbahn. Entgegen dem Rate bewährter Fachleute, die bereits vor mehr als 20 Jahren zur allgemeinen Einführung der Verstrebungen im Holzbau drängten, blieb man im Wohnhausbau beim Althergebrachten und hat dadurch schweres Unheil hervorgerufen. Erst jetzt beginnt sich die von Fachleuten inzwischen allgemein anerkannte Notwendigkeit der Verstrebungen auch in der Praxis des Holzbaues in Japan langsam durchzusetzen (Abb. 15).[2])

In Laienkreisen neigt man vielfach zu der entgegengesetzten Ansicht, daß gerade das Fehlen der Streben dem japanischen Hause die größere Sicherheit gegen Erdbeben gäbe: Denn das Fachwerk des japanischen Hauses besteht aus Gelenkvierecken, die der durch das Erdbeben ausgelösten Bewegung folgen können, während starre Gebilde, wie Dreieckverbände, irgendwo reißen müssen.

Bei dieser häufig gehörten Beweisführung liegt eine Verwechslung von Ursache und Wirkung vor. Die Ursache, die Bewegung der Erdoberfläche selbst beim Erdbeben, wird für den Beobachter überhaupt nicht sichtbar, sondern erst ihre als Formänderung nachgiebiger Bauwerke erscheinende Wirkung. Die auf die Formänderung wirkende Erschütterungskraft hängt nur vom Erschütterungsgrade und vom Gesamtgewicht des Bauwerks ab, nicht von der Bauart als solcher. Für einen bestimmten Baustoff ist, allgemein gesprochen, bei gleicher Tragkraft die starrere Konstruktion die wirtschaftlichere, ein Dreieckverband z. B. wirtschaftlicher als ein stärkeren Formänderungen unterworfener Rahmen. Wählt man, wie beim japanischen Hause, die nachgiebigere Rahmenform ohne entsprechende Verstärkung der Konstruktionsglieder, so gibt es im Ernstfalle Bruch.

Es sei hier noch erwähnt, daß der Fehlschluß, das japanische Holzfachwerk mit seinen Viereckverbänden sei eine ideale Erdbebenbauweise, auch teilweise in der seismologischen Fachliteratur vertreten wird, und im weiteren Verfolg des Gedankens einer möglichst nachgiebigen Bauweise die Verwendung von Viereckverbänden allgemein auch für größere Bauwerke in Eisen und Eisenbeton empfohlen wird. Es bleibt dahingestellt, ob der Gedanke, eine besonders elastische Konstruktion biete Vorteile für die Erdbebensicherheit, beim Bau großer Gebäude in Eisen und Eisenbeton in Japan den Ausschlag für die Wahl dieser Bauweise gab, die das gerade Gegenteil des von den japanischen Fachleuten seit längerer Zeit unter Einbeziehung des Erschütterungsgrades in die Rechnung empfohlenen starren Systems darstellt. Jedenfalls steht fest, daß dieser Irrtum für Gebäude aller Bauweisen in Japan verhängnisvoll geworden ist. (Schluß folgt.)

[2]) Eine eingehende Schilderung der japanischen Holzbauweise findet sich in dem Werke: „Das japanische Haus". Eine bautechnische Studie von F. Baltzer, Königlicher Preußischer Eisenbahnbau- und Betriebsinspektor, Beirat im Kaiserlichen Japanischen Verkehrsministerium in Tokio. Berlin 1903. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. — Auf die Unzulänglichkeit der japanischen Häuser in bezug auf Erdbebensicherheit ist dort ebenfalls hingewiesen.

Alle Rechte vorbehalten.

Auskleidung von offenen Abwasserkanälen.

Von Regierungsbaumeister a. D. **Steckhan** in Essen.
(Mitteilung der Emschergenossenschaft.)

(Schluß aus Heft 28.)

V. Heben und Senken der Bachsohle.

Wie schon unter Abschnitt II näher ausgeführt, eignet sich die Plattenauskleidung besonders dann, wenn durch Einwirkung des Bergbaues das Sohlengefälle verloren gegangen ist, die Bachstrecke also entweder vertieft oder gehoben werden muß. Bisher wurde in solchen Fällen folgendermaßen verfahren: Das Bachwasser wurde durch eine eiserne Rohrleitung oder eine Holzlutte, die das normale Wasser aufnehmen konnte, seitlich in der Berme auf die Länge des betreffenden Bauabschnittes umgeleitet. Im Schutze dieser Umleitung wurde dann die alte Plattenbefestigung mit der Hand oder mittels Kranes herausgenommen, die etwa darüber liegende Schlammschicht entfernt und nach Einbringen von Boden zur Aufhöhung oder nach dem Aushub zur Vertiefung die alten Platten in der vorher beschriebenen Weise neu verlegt. Diese Arbeitsweise hat verschiedene Nachteile. Bei starken Niederschlägen reicht die Umleitung nicht aus, das Wasser tritt in die Baugrube und richtet hier mehr oder minder großen Schaden an. Sobald der betreffende Bauabschnitt beendet ist, muß die Umleitung herausgenommen und wieder verlegt werden, was jedesmal eine Verzögerung und Kosten für die Abdichtung der Baugrube an den Ein- und Ausläufen verursacht. Auch wird der Arbeitsraum infolge Einbaues des Umleitungskanals sehr eingeschränkt. Da diese Arbeitsweise nicht befriedigte, wurde eine andere Lösung gesucht und nach den Vorschlägen des Ing. Staschen ein Verfahren erprobt, wodurch man das Heben und Senken der Bachsohle, ohne das Wasser umzuleiten, im fließenden Wasser vornehmen kann.[5]) Um die unter Wasser liegenden Sohlschalen und Seitenplatten herauszuziehen, bedient man sich eines zangenartigen Gerätes, mit dem die Platten paarweise gefaßt und mittels Flaschenzuges gehoben werden. Der Flaschenzug hängt an einem leichten Portalkran, der quer über den Bach auf Feldbahngleis fahrbar aufgestellt ist. Zum Wiederverlegen der herausgezogenen Sohlschalen in die neue Höhenlage werden zunächst unter die Platten Unterlagshölzer kreuzweise geschoben, auf diese die Platten herabgelassen und gleichzeitig der unter den Sohlschalen entstandene Hohlraum mit Kesselasche ausgefüllt Nachdem so eine längere Strecke gehoben ist, werden die Schalen in ihrer Lage nachgerichtet und die Unterlagshölzer fortgenommen (Abb. 6).

Dieses Verfahren konnte zur Zufriedenheit durchgeführt werden, solange der normale Wasserstand innerhalb des Sohlschalenprofils blieb und die gehobenen Platten mit ihrer Oberkante noch erkennbar waren. Schwieriger wurden die Arbeiten bei einer Überflutung der Oberkante der neu verlegten Schalen, da diese nur mangelhaft nachgerichtet werden konnten und die Arbeiten bei jedem Anschwellen des Bachwassers unterbrochen werden mußten. Diese Schwierigkeit wird vermieden durch eine von Ing. Staschen verbesserte Arbeitsweise, die darin besteht, daß die Betonstücke genau in die beabsichtigte Lage und Höhe im Wasserlauf aufgehängt werden, statt sie nur behelfsmäßig durch Hölzer zu unterstützen. Das hierfür erforderliche Hängegerüst besteht aus Querbalken, Längsträgern und Hängeeisen. Die Querbalken werden in Abständen von 4 bis 5 m wagerecht in bestimmter Höhe über der beabsichtigten Sohlenhöhe quer über den Bach gelegt. Auf dem Querbalken ruhen die Längsträger, die durch Holzklötze in unverrückbarer Lage gehalten werden. Die auf den Längsträgern liegenden Hängeeisen dienen zur Unterstützung der Sohlschalen und Seitenplatten. Ihre Schenkel werden kreuzweise unter Wasser verlegt und eingehakt.

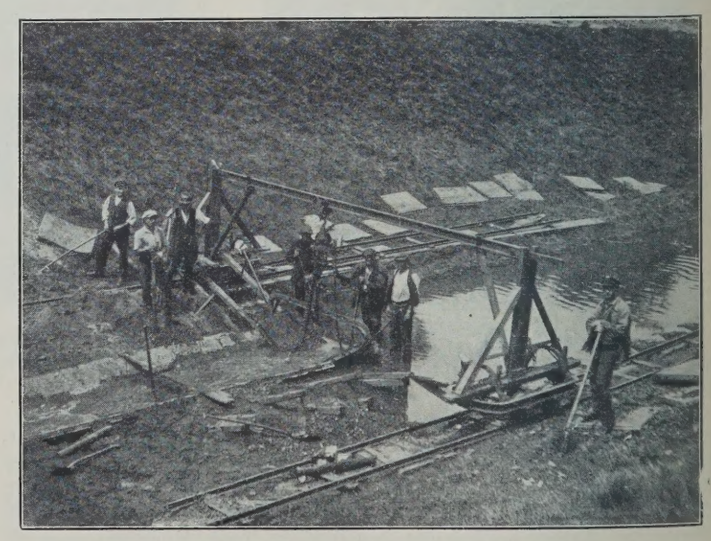


Abb. 6. Hebung einer durch Bergbau gesunkenen Bachstrecke.

[5]) Dies Verfahren ist beschrieben in einem Aufsatz von Ing. Staschen im Technischen Gemeindeblatt, Jahrg. 29, Nr. 7: „Wiederherstellung des Sohlengefälles befestigter Abwasserläufe in Strecken, die durch Bergbau gesunken sind".

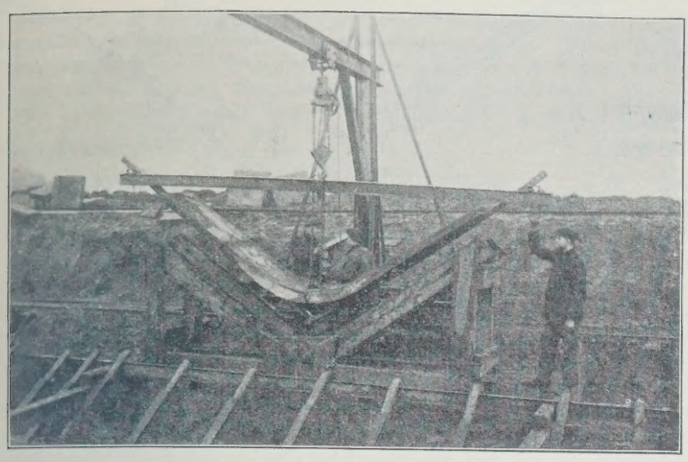


Abb. 7. Hebung einer gesunkenen Bachstrecke.
Verlegen der Sohl- und Seitenplatten unter Wasser. Die Betonplatten werden mittels des eisernen Verlegers aus dem Bock gehoben.

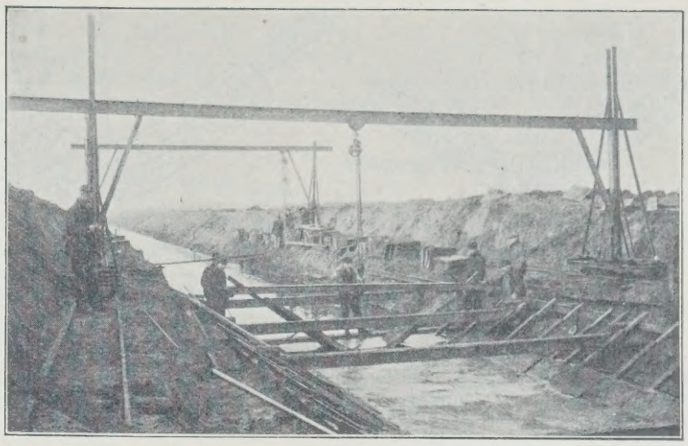


Abb. 8. Hebung einer gesunkenen Bachstrecke.
Verlegen der Sohl- und Seitenplatten unter Wasser.
Die Seitenplatten werden bis auf das Verlegegerüst abgesenkt.

Der Vorgang beim Neuverlegen der Platten ist nun folgender: Die am Ufer lagernden, mit der Zange herausgezogenen Sohlschalen werden paarweise in den am Portalkran hängenden Bügel eingehängt und durch den Flaschenzug unter Wasser auf die Hängeeisen heruntergelassen; anschließend werden die Seitenplatten darauf gelegt (Abb. 7 u. 8).

Gleichzeitig wird mit der Unterfüllung der Sohle durch groben Kies begonnen, der durch einen entsprechend geformten Trichter der Sohlenmitte zugeführt wird. Zum Unterstampfen der Seitenplatten nimmt man aus Sparsamkeitsgründen grobe Kesselasche. Sobald die Hebung auf die Gerüstlänge durchgeführt und die Unterfüllung auf der ganzen Strecke sorgfältig nachgestopft und nachgeprüft ist, werden die Hängeeisenschenkel unter Bachmitte gelöst und herausgezogen. Dann wird das Hängegerüst auf zwei Längsträgerlängen beseitigt und wieder vorgebaut. Die dritte Länge bleibt stets zur Sicherung des Anschlusses an dem weiteren Vorbau zunächst bestehen. Ähnlich wird auch bei einer Vertiefung der Bachsohle vorgegangen. Nachdem der über Wasser auszuhebende Boden entfernt ist, wird die Senkung der Bachsohle in der vorher beschriebenen Weise durchgeführt. Die Sohlschalen werden dabei in der Regel auf die Sohlbalkenlänge von 4 bis 5 m aufgenommen und seitlich gelagert. Der unter der Sohle zu beseitigende Boden wird bei leichteren Bodenarten von dem abfallenden Wasser mit fortgespült, bei festerem Boden muß er mit besonderem Gerät gelöst werden. Um den Höhenunterschied zwischen dem ursprünglichen und dem gesenkten Wasserspiegel zu überwinden, wird das Bachwasser in einer nach dem Bachprofil geformten Blechrinne über die Baugrube geleitet. Nach dieser Vorarbeit wird das Neuverlegen der Sohlschalen in der gleichen Weise wie beim Heben ausgeführt. Das Verfahren wurde zunächst bei verschiedenen kleineren Bachläufen mit einer Wasserführung von etwa 0,5 m³/Sek. mit gutem Erfolg erprobt. In der Folge wurde sie dann auch bei größeren Bachläufen mit 2 m³ sekundlicher Wassermenge angewendet. Auch hierbei hat sich die Arbeitsweise unter recht schwierigen Verhältnissen vorzüglich bewährt. In einem Falle gelang es, eine Bachstrecke, die schon über 1,50 m abgesunken war, auf die frühere Höhe zu heben, wobei die über 1 m unter festem Schlamm lagernden Sohlschalen und Seitenplatten fast ausnahmslos wieder gewonnen wurden. Die Kosten für das Aufheben und Wiederverlegen der Sohlenbefestigung betragen im Durchschnitt ohne die Kosten der Erdbewegung bei mittleren Bachläufen etwa 14 bis 15 R.-M./lfd. m. An täglicher Arbeitsleistung wurden im Durchschnitt 10 bis 12 m je nach den örtlichen Verhältnissen erzielt.

So stellt die Auskleidung mit Betonplatten eine für das Bergbaugebiet geradezu ideale Befestigungsart für offene Abwasserkanäle dar. Im Emschergebiet sind bisher im ganzen rd. 160 km Bachläufe in dieser Weise ausgebaut worden. Auch andere wasserwirtschaftliche Verbände, wie der Ruhrverband in Essen und die Seseke-Genossenschaft in Dortmund, haben im großen Umfang ihre Abwasserkanäle nach diesem System ausgebaut, so daß zurzeit über 200 km derartiger Kanäle im Rheinisch-Westfälischen Industriegebiet im Betriebe sind. An keiner Stelle sind bisher Klagen oder Beschwerden über Belästigungen durch die offene Abführung des Abwassers bekannt geworden. Als einziger Mangel ergab sich bei einigen stark schlammführenden Gewässern die Bildung von Schlammwulsten an den Anschlußstellen der Rasenabdeckung an die Seitenplatten, die besonders dem Wechsel des Wasserstandes ausgesetzt sind. Diese überhängenden Wulste sind natürlich für die Wasserführung sehr nachteilig, und ihre Beseitigung erfordert erhebliche Kosten. Sie lassen sich dadurch vermeiden, daß man über den Seitenplatten noch eine weitere Platte anbringt, wodurch erreicht wird, daß der Schlamm zwangläufig nach der Mitte zu abrutscht und das schlammige Wasser nicht mehr mit der rauhen Rasenfläche in Berührung kommt. Um das Abrutschen des Schlammes noch zu begünstigen, ist an verschiedenen Stellen versucht worden, das Profil mit steileren Böschungen auszuführen.

VI. Sonderprofile.

In größerem Umfange sind solche Auskleidungen im Gebiete der Seseke-Genossenschaft, deren Geschäftsführung mit der der E. G. verbunden ist, ausgeführt. Beim Ausbau des Seseke und Körne wurden die in Abb. 9 u. 10 dargestellten Querschnitte auf längeren Strecken angewendet.

Sie zeigen in der Sohle ein ein- bezw. zweiteiliges Sohlstück, an das sich die steilgeneigte Böschungsbefestigung in Ziegelrollschicht anschließt, die über den normalen Wasserspiegel in die übliche $1^1/_2$ fache Böschungsneigung übergeht. Nach den bisherigen Erfahrungen haben sie den Erwartungen entsprochen; allerdings eignen sie sich nur für gute Bodenverhältnisse, wobei ein Herausdrücken der steileren Böschungsbefestigung nicht zu befürchten ist. In jedem Falle ist eine starke Unterbettung aus grober Schlacke und eine gute Drainage der Sohle vorzusehen. Ein Nachteil gegenüber der einfachen Plattenbefestigung ist die schwierige spätere Hebung oder Senkung von derartig in Stampfbeton und Ziegelmauerwerk ausgebauten Bachstrecken.

In manchen Fällen ist die Betonauskleidung nicht ohne weiteres anwendbar, nämlich dann, wenn Angriffe sulfathaltiger Wässer auf den Beton zu befürchten sind. Diese Gefahr besteht im Industriegebiet in besonders hohem Maße, wo Betonbauwerke in der Nähe von Schlacken-

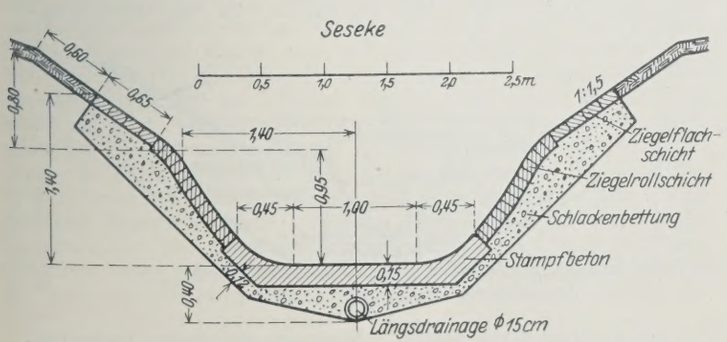


Abb. 9. Querschnitt der Seseke mit steiler Böschung.

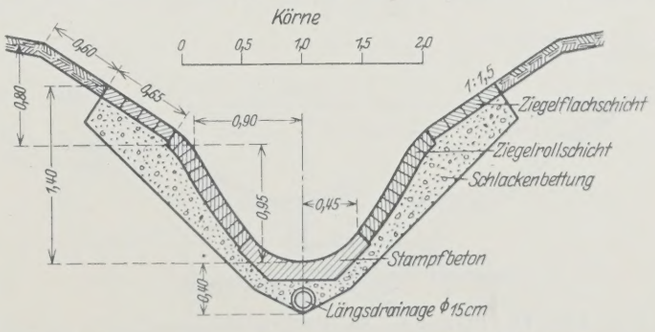


Abb. 10. Querschnitt der Körne mit steiler Böschung.

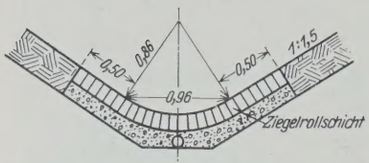


Abb. 12a. Auskleidung der Bachsohle in Ziegelrollschicht.

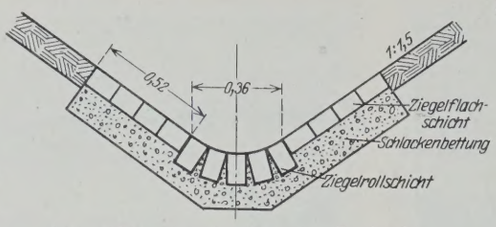


Abb. 12b. Auskleidung der Bachsohle in Ziegelflachschicht.

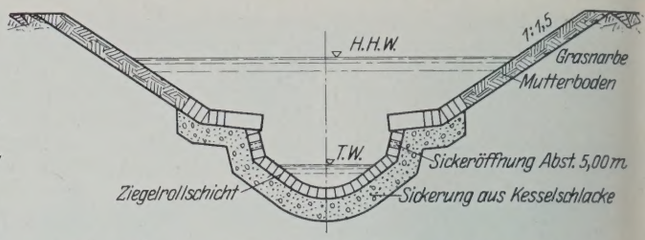


Abb. 13. Querschnitt eines offenen Abwasserkanals in Ziegelmauerwerk mit steilen Wangen.

und Zechenhalden errichtet werden. Diese Halden enthalten vielfach schwefelhaltige Stoffe, die durch Oxydation schwefelsaure Salze bilden. Zerstörungen des Betons durch sulfathaltige Wässer wurden zuerst an einem großen geschlossenen Betonkanal, der von der E. G. zur Durchleitung der Emscher unter der Hermannshütte in Hörde erbaut war, beobachtet.[6])

Aber auch an den Betonauskleidungen ausgebauter Bäche zeigten sich an einzelnen Stellen rasch fortschreitende Zerstörungen, die zum Teil auf schwefelsäurehaltiges Grundwasser, zum Teil auf Abflüsse aus Halden zurückgeführt worden sind (Abb. 11).

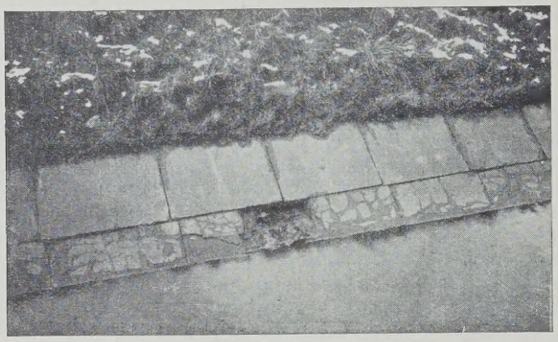


Abb. 11. Zerstörung einer Betonauskleidung durch sulfathaltige Wässer.

Die E. G. hat darauf umfangreiche und sorgfältige Versuche in Verbindung mit der Badischen Anilin- und Sodafabrik in Ludwigshafen unter Mitwirkung von Prof. Dr.-Ing. Probst in Karlsruhe eingeleitet zur Prüfung der Frage, wie durch geeignete Zusammensetzung des Betons bezw. des für die Betonierung zu verwendenden Bindemittels die Einwirkung schädlicher Grund- und Haldenwässer auf Beton auszuschalten ist. Da erst nach Ablauf mehrerer Jahre das Ergebnis dieser Versuche zu erwarten ist, hat die E. G. in solchen gefährdeten Zonen statt des Betons eine Auskleidung in hartgebrannten Ziegelsteinen mit Klinkerverblendung gewählt, da sich herausgestellt hat, daß diese gegen sulfathaltige Wässer widerstandsfähiger ist. Im allgemeinen genügt für die Sohlen- und Böschungsbefestigung eine einfache Ziegelrollschicht auf Schlackenbettung mit Sohlendrainage (Abb. 12a) oder in manchen Fällen eine Ziegelflachschicht nach Abb. 12b.

Rücksicht auf spätere Veränderungen der Bachsohle infolge von Bodensenkungen haben zur Ausbildung hierfür besonders geeigneter Querschnitte geführt (Abb. 13). Um bei eintretenden Senkungen zu verhindern, daß die Wasseroberfläche sich nicht zu stark verbreitert, wurden in dem unteren Teil des Querschnitts, der für die Schmutzwasserführung in Frage kommt, fast senkrechte Wangen auf beiden Seiten eingebracht.

[6]) Vergl. Helbing-Bach, „Über Zerstörungen von Betonbauwerken durch Sickerwässer", Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr .87, und Helbing-v. Bülow, „Chemische Angriffe auf Beton", Bauingenieur 1925, Nr. 3.

In Abb. 14 ist die Wirkung der Bergsenkungen bei diesem Querschnitt gezeigt. Außer einer Versandung der Sohle wird die Ablagerung von Schlamm in der Sohle nicht eintreten (Abb. 14). Tritt das Wasser über die seitlichen Bermen, so kann man die Wangen und Bermen leicht erhöhen, ohne das Wasser umzuleiten. Nötigenfalls läßt sich auch eine Aufhöhung der Sohle unter Wasser ohne Schwierigkeit ausführen. Dieser Querschnitt ist bei dem Hauptsammler der Stadtgemeinde Hamborn im Jahre 1923 angewendet worden.

Aus ähnlichen Erwägungen heraus wurde im Jahre 1925/26 ein gemauertes Profil bei den Hebungsarbeiten der durch Bergbau gesunkenen Schwarzbachstrecke im Stadtgebiet Gelsenkirchen durchgeführt. Hier lagen die Verhältnisse besonders schwierig. Der 1913 mit Betonplatten ausgekleidete Bachlauf war infolge von Bodensenkungen auf rd. 1 km Länge vollständig versackt, so daß eine Hebung der gesunkenen Bachstrecke erforderlich wurde. Da die Platten mit einer etwa 1,80 m starken festen Schlammschicht überdeckt waren, wurde von einer Wiedergewinnung in diesem Falle abgesehen. Wegen der unmittelbaren Nähe einer großen Zechenhalde wurde für die gehobene Strecke ein gemauertes Profil aus hartgebrannten Ziegelsteinen mit Klinker-Verblendung vorgesehen (Abb. 15).

Auch hier ist der Querschnitt mit steilen Wangen ausgebildet, die sich bei weiteren Senkungen leicht aufhöhen lassen. Auf eine gute Entwässerung der Rückfläche durch Drainage ist besonderer Wert gelegt, um das säurehaltige Wasser von dem Mauerwerk fernzuhalten. Da das neue Kanalbett fast durchweg im aufgeschütteten Boden liegt und schon in Betrieb genommen wurde, bevor die seitliche Anschüttung vollständig beendet war, mußte das Profil besonders standsicher angelegt werden. Für den Mörtel wurde Eisenportlandzement vom Zementwerk der Gelsenkirchener Bergwerks-A.-G. in Schalke verwendet, der gegen säurehaltige Wässer widerstandsfähiger ist als Portlandzement.

Augenblicklich sind von der E.G. Versuche eingeleitet, um ein steilwangiges Profil in Beton aus fabrikmäßig hergestellten Schalen und Platten zu erproben. Es ist zu hoffen, daß sich ein solches Profil auch bei ungünstigeren Bodenverhältnissen bewähren und es gelingen wird, die Betonwaren gegen Angriffe säurehaltiger Wässer widerstandsfähig zu machen.

Zusammenfassend darf gesagt werden, daß die im Emschergebiet ausgeführten offenen Abwasserkanäle die an sie gestellten Erwartungen sowohl hygienisch, wie technisch und wirtschaftlich im vollen Umfange erfüllen. In gesundheitlicher Hinsicht ist die offene Abführung von Abwässern selbst in bebauten Gebieten unbedenklich, wenn für die Frischhaltung des Wassers bis zur Kläranlage oder bis zum leistungsfähigen Vorfluter durch entsprechende Maßnahmen gesorgt wird. Durch die Aufnahme des Luftsauerstoffes und den Einfluß des Lichtes wird die Fäulnisfähigkeit des Wassers in den offenen Vorflutern sogar vermindert. In technischer Beziehung hat sich der im Emschergebiet seit 20 Jahren übliche dreieckige Querschnitt mit ausgerundeter Sohle und die Auskleidung des Profiles mit Betonplatten vorzüglich bewährt. Schlammablagerungen in den Vorflutern werden im allgemeinen bei den glatten Wandungen vollständig vermieden, nur bei stark schlammführenden Wasserläufen sind besondere Maßnahmen zur Verhütung von Schlammwulsten, entweder durch Hochziehen der Platten oder durch steilere Wandungen, erforderlich. Statt des Betons wird man zweckmäßig eine

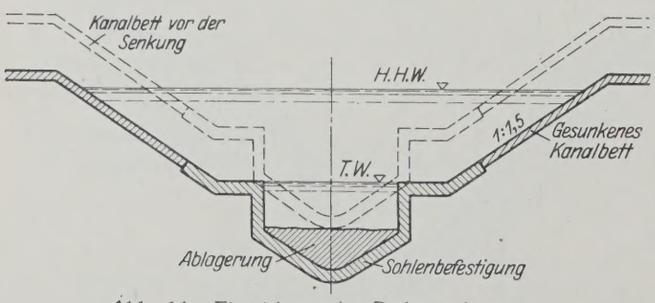


Abb. 14. Einwirkung der Bodensenkungen auf einen offenen Abwasserkanal nach Abb. 13.

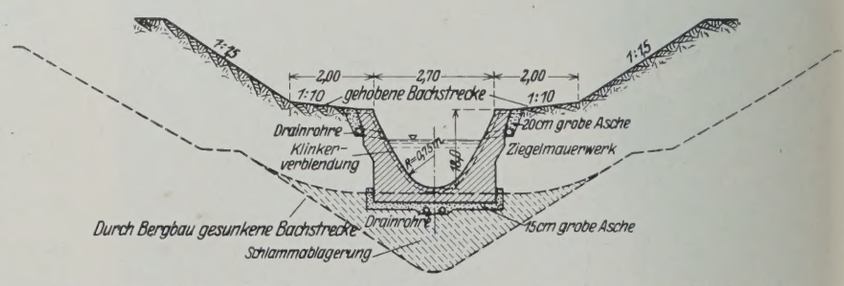


Abb. 15. Hebung einer durch Bergbau gesunkenen ausgebauten Bachstrecke in der Nähe einer Zechenhalde.

Verkleidung mit Ziegelmauerwerk dort anwenden, wo Einwirkungen aggressiver Wässer auf den Beton zu befürchten sind. Vom wirtschaftlichen Standpunkt aus verdienen die offenen Abwassersammler vor den geschlossenen Kanälen den Vorzug, da ihre Anlagekosten nur etwa $^1/_4$ bis $^1/_2$ der Kosten geschlossener Kanäle betragen. Besonders in Außengebieten mit weitläufiger Bebauung sollte man sie für große Hauptsammler stets verwenden. Hierdurch werden manche Gemeinden, die sich wegen der hohen Kosten geschlossener Kanäle nicht zu einer Kanalisation entschließen können, in die Lage versetzt, mit erschwinglichen Mitteln eine geregelte Ortsentwässerung durchzuführen.

Alle Rechte vorbehalten.

Wälzgelenke für eiserne Kragträger-Brücken.

Von Reichsbahnamtmann **Knauf** in Altona.

Beim Entwerfen von eisernen Gelenkträgerbrücken kleinerer Stützweite ist die zweckentsprechende Durchbildung der Gelenke wegen des beschränkten Konstruktionsraumes oft mit erheblichen Schwierigkeiten verknüpft. Dies gilt besonders dann, wenn in der Ebene des Ober- oder Untergurts ein Brems- oder Windverband durchgeführt werden muß, weil als Zwischenstützen nur Pendelsäulen ohne seitliche Verstrebung, also mit allseitiger Neigungsmöglichkeit, zulässig sind. Solcher Zwang liegt in der Regel bei schiefen Kreuzungsbauwerken zur schienenfreien Überschneidung zweier Eisenbahnstrecken vor. Die in diesen Fällen bisher angewendeten Gelenkbauarten zeigen durchweg eine recht verwickelte Anordnung, weil Rücksicht darauf genommen werden muß, daß sich unter der Verkehrslast am Gelenkpunkt ein merklicher Knick in der Biegungslinie bildet. Bei sorgfältig durchgebildeten Ausführungen ist der Windverband an den Gelenken unterbrochen. Durch besondere, oft recht umständliche Vorkehrungen ist dafür Sorge getragen, daß Quer- und Längskräfte des Verbandes einwandfrei übertragen werden. Gelegentlich findet man aber auch sehr wenig durchdachte Ausführungen, an denen infolge ungenügender Beachtung der Formänderungen der Hauptträger starke Zerrungen eintreten, die die beabsichtigte Gelenkwirkung sehr beeinträchtigen. Diese Einflüsse konnten in früherer Zeit, als die zulässige Beanspruchung des Baustoffs noch eine reichliche Sicherheit gewährleistete, bis zu einem gewissen Grade in Kauf genommen werden. Heute nötigen die Verhältnisse dazu, auf jede überschüssige Sicherheit zugunsten einer wirtschaftlichen Bauweise zu verzichten. Um so mehr müssen die Tragwerke, um dieser Forderung zu genügen, so entworfen sein, daß die Voraussetzungen der Festigkeitsberechnung nach Möglichkeit erfüllt und unberechenbare Nebeneinflüsse ferngehalten werden. Solchem Zwecke dient die in Abb. 1 wiedergegebene Gelenkbauart, die dem bei großen Fachwerkbrücken neuerdings öfter angewendeten Stützpendelgelenk[1]) nachgebildet ist und dessen Vorzüge (bequeme Zugänglichkeit und zwängungsfreie Wirkung) auch für Blechbalkenbrücken nutzbar macht. Ihr wesentlichster Bauteil ist eine Stelze aus Stahlguß mit rechteckigem Querschnitt, von deren beiden Stützflächen die obere nach einem Kreisbogen geformt, die untere eben ist. Das zugehörige Gelenk-Oberteil hat dementsprechend eine ebene, das Unterteil eine gewölbte Tragfläche. Die beiden gewölbten Tragflächen sind mit gleichem Krümmungshalbmesser ausgeführt, der reichlich groß gewählt ist (im allgemeinen etwa gleich der doppelten Stelzenlänge). Man kommt dann mit einer mäßigen Stelzenbreite aus, ohne die nach Hertz zulässige Flächenpressung zu überschreiten, und das Gelenk baut sich infolgedessen sehr gedrängt. Die Gelenkwirkung beruht auf reiner Wälzbewegung, die durch eine nach dem Normenvorschlag für Zweirollenlager entworfene Verzahnung zwischen Stelze und Ober- oder Unterteil gesichert wird. Der Widerstand der Wälzbewegung ist in Anbetracht des verhältnismäßig großen Krümmungshalbmessers der gewölbten Stützflächen klein. Als Folge der elastischen Verformung der Hauptträger tritt eine kaum merkliche senkrechte Verschiebung der beiden Hauptträgerenden gegeneinander ein. Außerdem weicht die Stützlinie in der Stelze von der Normalen zur Tragfläche sowohl am Ober- wie am Unterteil um einen kleinen Winkel ab, so daß in der Berührungsgeraden außer dem Normaldruck noch ein geringer Schub entsteht. Diese Auswirkungen lassen sich aber bei zweckentsprechenden Abmessungen der Gelenkteile mühelos in zulässigen Grenzen halten, wie die folgenden Entwicklungen zeigen werden.

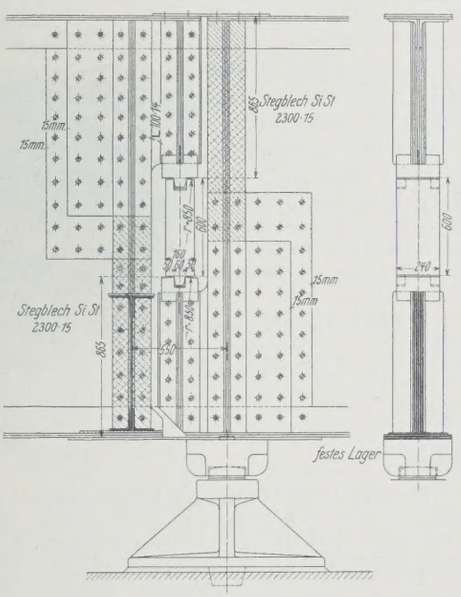


Abb. 1.

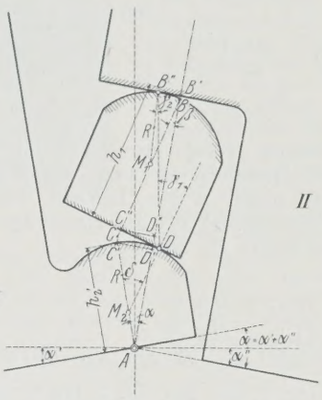


Abb. 2.

Abb. 2 gibt die Gelenkanordnung nach eingetretener Formänderung in schematischer, der Deutlichkeit wegen stark verzerrter Darstellung wieder. Der gegenseitige Drehpol A der beiden Hauptträgerscheiben I und II liegt im Untergurt. Ihr Zusammenhang in diesem Punkte wird durch eine biegsame Lasche gesichert, die zugleich als Gurt des Windverbandes und zur Übertragung der Bremskräfte dient. Die beiden Scheiben I und II seien um den Winkel $\alpha = \alpha' + \alpha''$ gegeneinander verschoben.

In dem Dreieck ABC gilt die Beziehung

$$\frac{\sin\alpha}{\sin\beta} = \frac{BC}{AC} \approx \frac{h_1}{h_2};$$

oder, da in Anbetracht der in Wirklichkeit sehr kleinen Winkeländerungen die Sinusfunktion gleich dem Bogenmaß gesetzt werden kann,

$$\frac{\alpha}{\beta} = \frac{h_1}{h_2};$$

mithin

$$\beta = \alpha \cdot \frac{h_2}{h_1}. \tag{1}$$

Die Stelze dreht sich gegen die Scheibe I um den Winkel

$$\delta = \alpha + \beta = \alpha\left(1 + \frac{h_2}{h_1}\right).$$

Aus der Reihe

$$\cos x = 1 - \frac{x^2}{2!} + \frac{x^4}{4!} - \frac{x^6}{6!} + \cdots\cdots$$

folgt für sehr kleine Winkel x genügend genau

$$\cos x = 1 - \frac{x^2}{2}$$

oder

$$1 - \cos x = \frac{x^2}{2}. \tag{2}$$

Die Strecke $\overline{C'C''} \approx \overline{D'D''}$ wird gemäß Gl. 2 annähernd

$$f_C = R\,(1 - \cos\delta) = R \cdot \frac{\delta^2}{2}.$$

Entsprechend erhält man für $\overline{BB'}$

$$f_B = R\,(1 - \cos\beta) = R \cdot \frac{\beta^2}{2}.$$

Ebenfalls mit Hilfe von Gl. 2 folgt

$$\overline{AD'} = h_2 \cos\alpha = h_2 - h_2\,(1 - \cos\alpha) = h_2 - h_2 \cdot \frac{\alpha^2}{2} \tag{3}$$

und

$$\overline{BD''} = h_1 \cos\beta = h_1 - h_1 \cdot \frac{\beta^2}{2}. \tag{4}$$

Die Strecke $\overline{AB'}$ beträgt nach der Formänderung

$$\overline{AB'} = h_1 - h_1 \cdot \frac{\beta^2}{2} + h_2 - h_2 \cdot \frac{\alpha^2}{2} + \frac{R}{2}(\beta^2 + \delta^2).$$

Sie ist gegen den ursprünglichen Abstand der Punkte A und B gewachsen um

$$\Delta\overline{AB} = \overline{AB'} - (h_1 + h_2) = \frac{R}{2}(\beta^2 + \delta^2) - \left(\frac{h_1}{2} \cdot \beta^2 + \frac{h_2}{2} \cdot \alpha^2\right)$$

oder nach Einsetzen der Werte für β und δ

$$\Delta\overline{AB} = R \cdot \frac{\alpha^2}{2}\left[1 + \frac{2h_2^2}{h_1^2} + \frac{2h_2}{h_1} - \frac{h_1}{R}\left(\frac{h_2}{h_1} + \frac{h_2^2}{h_1^2}\right)\right]. \tag{5}$$

Die Berührungspunkte der Stelze verschieben sich gegen die ursprüngliche Lage

[1]) Vergl. Schaper, Eiserne Brücken, 5. Aufl., S. 733. Berlin 1922. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

am Oberteil um

$$(6)\qquad \overline{B\,B'} = R\,\beta = R\,\alpha \cdot \frac{h_2}{h_1},$$

am Unterteil um

$$(7)\qquad \overline{C\,C'} = R\,\delta = R\,\alpha\left(1 + \frac{h_2}{h_1}\right).$$

Die Stützlinie innerhalb der Stelze bildet nach der Verschiebung mit der Normalen zur Berührungsfläche einen Winkel, und zwar

am Unterteil

$$\gamma_1 = \frac{R\,\delta + R\,\beta}{h_1}$$

$$(8)\qquad \gamma_1 = \frac{R}{h_1} \cdot \alpha\left(1 + \frac{2\,h_2}{h_1}\right),$$

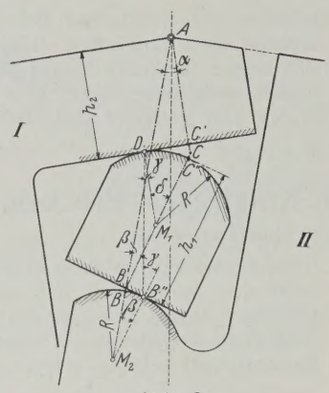


Abb. 3.

am Oberteil

$$\gamma_2 = \gamma_1 - \beta = \frac{R}{h_1} \cdot \alpha\left(1 + \frac{2\,h_2}{h_1}\right) - \alpha \cdot \frac{h_2}{h_1}$$

$$(9)\qquad \gamma_2 = \frac{R}{h_1} \cdot \alpha\left(1 + \frac{2\,h_2}{h_1} - \frac{h_2}{R}\right).$$

Zu denselben Bestimmungsgleichungen gelangt man für den Fall, daß der gegenseitige Drehpol der beiden Hauptträgerscheiben I und II im Obergurt liegt (Abb. 3). Diese Bauart kommt u. a. in Betracht, wenn bei durchgeführtem Schotterbett die Fahrbahntafel auf den Hauptträgern ruht. Nur die Gl. 9 erhält eine andere Form. Es wird

$$\gamma_2 = \delta - \gamma_1$$

$$(10)\qquad \gamma_2 = \alpha\left[1 + \frac{h_2}{h_1} - \frac{R}{h_1}\left(1 + \frac{2\,h_2}{h_1}\right)\right].$$

Für das in Abb. 1 dargestellte Gelenk mit $h_1 = 600$ mm, $h_2 = 870$ mm und $R = 850$ mm erhält man bei $\alpha = \frac{1}{150}$ aus den Gl. 5 bis 9 die Zahlenwerte:

$$\sphericalangle\,\overline{A\,B} = \frac{850}{2} \cdot \frac{1}{150^2}\left[1 + 2 \cdot \frac{870^2}{600^2} + 2 \cdot \frac{870}{600} - \frac{600}{850}\left(\frac{870}{600} + \frac{870^2}{600^2}\right)\right]$$

$$\sphericalangle\,\overline{A\,B} = 0{,}106 \text{ mm}$$

$$\overline{B\,B'} = \frac{850}{150} \cdot \frac{870}{600} = 8{,}2 \text{ mm}$$

$$\overline{C\,C'} = \frac{850}{150}\left(1 + \frac{870}{600}\right) = 13{,}9 \text{ mm}$$

$$\gamma_1 = \frac{850}{600} \cdot \frac{1}{150}\left(1 + 2 \cdot \frac{870}{600}\right) = \frac{3{,}68}{100} = \frac{1}{27{,}2}$$

$$\gamma_2 = \frac{850}{600} \cdot \frac{1}{150}\left(1 + 2 \cdot \frac{870}{600} - \frac{870}{850}\right) = \frac{1}{36{,}9}.$$

Dem Winkel γ_1 entspricht im angezogenen Beispiel bei einem Auflagerdruck im Gelenk

$$\max A = A_g + \varphi\,A_p = 234 \text{ t}$$

ein Stelzenschub in Punkt D (Abb. 2) von

$$H = \frac{234}{27{,}2} = 8{,}6 \text{ t},$$

der selbst im Falle, daß der Reibungswiderstand zwischen Stelze und Gelenkunterteil außer Acht gelassen wird, von der Verzahnung mit reichlicher Sicherheit aufgenommen werden kann.

Die angegebene Bauart eignet sich auch für längsbewegliche Gelenke, sofern die vorkommenden Längsverschiebungen nicht allzu groß sind. Die abgeleiteten Formeln lassen sich unschwer dahin erweitern, daß sie den Einfluß von Längsverschiebungen im Gelenk mitberücksichtigen.

Der im vorliegenden Falle für die Durchbildung der Stützflächen von Gelenkstelzen als zweckmäßig nachgewiesene Grundsatz dürfte auch beim Entwerfen von Pendelstützen für eiserne Brücken beachtenswert sein. Diese Stützen erhalten nach bisheriger Gepflogenheit in der Regel am Unterteil des Kopf- und des Fußgelenks einen halbkugelförmigen Zapfen. Das Oberteil übergreift diesen Zapfen mit einer Halbkugelschale, die nach demselben oder einem wenig größeren Krümmungshalbmesser geformt ist.

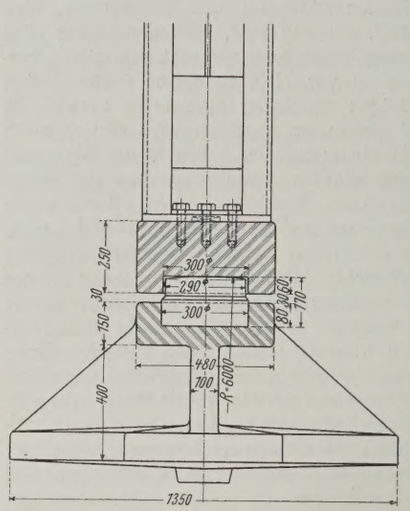


Abb. 4.

Wie Beobachtungen an ausgebauten Säulengelenken gezeigt haben, tritt infolge des hohen Flächendrucks ein Gleiten an den Berührungsflächen des Kugelgelenks nicht ein. Diese Erkenntnis deckt sich mit den Erfahrungen an Bolzengelenkstäben.[2]) Auch wenn das Oberteil den Kugelzapfen mit einem kleinen Spielraum übergreift, um an Stelle der gleitenden Bewegung eine Wälzbewegung zu erzielen, ist eine den Voraussetzungen entsprechende Wirkungsweise meistens nicht möglich. Wie eine einfache kinematische Untersuchung zeigt, fällt der Berührungspunkt von Ober- und Unterteil im Falle reiner Wälzbewegung schon bei geringer Neigung der Säule außerhalb der Halbkugelfläche.

Eine einwandfreie Stützung erzielt man dadurch, daß die Berührungsfläche im Oberteil als Ebene, im Unterteil als Kugelabschnitt von großem Halbmesser durchgebildet wird.

Bei den praktisch vorkommenden Säulenneigungen tritt nur eine geringe Verlagerung des Druckmittelpunktes ein. Diese läßt sich leicht rechnerisch erfassen und bei der Bemessung des Säulenquerschnitts berücksichtigen. Selbstverständlich muß das Oberteil den Zapfen mit einem kräftigen Rand nach Abb. 4 gehörig übergreifen, um ein Herausdrängen der Säule durch gegenprallende entgleiste Fahrzeuge zu verhüten.[3])

[2]) Vergl. Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, 1924, S. 325.

[3]) Vergl. „Die Bautechnik" 1923, Heft 23, S. 214.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 5. Juli erschienene Heft 13 (2,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Brückeningenieur Anker Engelund: Einige Brückenbauten der dänischen Staatsbahnen. — Ingenieur A. A. Boon: Auskleidung eines Gasrohres von 0,914 m lichtem Durchmesser mit Eisenbeton unter Wasser. — Dr.-Ing. Béla Enyedi: Eisenbetonkonstruktionen der Dampfziegelei A.-G. in Szászhalombatta. — Regierungsbaurat Gaye: Die Bedeutung des Zementsteins im Gußbeton. — Otto Graf: Über das Verhalten von Mörtel und Beton bei niederen Temperaturen. — Dr. Fritz Emperger: Die neuen österreichischen Eisenbetonvorschriften. — Oberingenieur A. Buddenberg: Die elastische Fuge und ihre Anwendung in der Theorie des Parabelbogens.

Technische Hochschule Hannover. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Vorstandsmitgliede des Chemischen Laboratoriums für Tonindustrie, Patentanwalt Eduard Cramer in Berlin, in Anerkennung seiner jahrzehntelangen wissenschaftlichen Förderung der Industrie des Tons, des Gipses, des Zements und des Kalks.

Technische Hochschule Stuttgart. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Staatssekretär Kumbier, Direktor der Betriebs- und Bauabteilung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Entwicklung und Förderung der technischen Wissenschaften auf dem Gebiete des Eisenbahnbaues und Eisenbahnbetriebes und um den Wiederaufbau der deutschen Eisenbahnen.

Fünfzig Jahre deutsches Patentwesen. Am 1. Juli 1877 trat das erste deutsche Patentgesetz in Kraft, und an demselben Tage nahm das neugebildete Kaiserliche Patentamt seine Tätigkeit auf. Am 1. Juli d. J. feierte das Amt als „Reichspatentamt" den Tag seiner fünfzigjährigen Wirksamkeit. Von dem Umfange seiner Geschäfte erhält man einen schwachen Begriff, wenn man hört, daß bis Ende 1926 nicht weniger als 1 339 065 Patentanmeldungen eingegangen waren, daß 439 087 Patente erteilt und ferner 991 954 Gebrauchsmuster und 361 990 Warenzeichen eingetragen wurden. Dabei ist die Zahl der eingehenden Anmeldungen, abgesehen von einer Unterbrechung während des Krieges, von Jahr zu Jahr gestiegen; auf das Jahr 1926 entfielen 64 384 Patent-, rd. 15 500 Gebrauchsmuster- und rd. 16 000 Warenzeichen-Anmeldungen.

Die hohe Bedeutung des deutschen Patentwesens für die Entwicklung der Industrie, ja für das ganze Wirtschaftsleben des Reiches, ist heute wohl unbestritten; der besondere Wert des Deutschen Reichspatentes, der in der Hauptsache auf der gewissenhaften, strengen Prüfung der Patentanmeldungen auf Neuheit und Erfindungseigenschaft (gemäß § 1 und 2 des Patentgesetzes) beruht, wird von der gesamten Kulturwelt ohne Rückhalt anerkannt. Übrigens blieben Ende 1926 noch 64 236 Patente in Kraft. Dem Reichspatentamte gehören zurzeit etwa 900 Beamte an, davon außer dem Präsidenten 7 Direktoren, 39 Abteilungsvorsitzende und Mitglieder der Beschwerdeabteilungen, 127 Mitglieder der Anmeldeabteilungen. Das Amt beging den Tag seines 50jährigen Bestehens durch eine würdige Festsitzung im Langenbeck-Virchow-Hause in Berlin, bei der auch die Reichsbehörden, das Reichsgericht, eine Reihe ausländischer Patentämter, die Universität Berlin, die deutsche Industrie und Wirtschaft, die Rechtsanwaltschaft und Patentanwaltschaft vertreten waren. Der Präsident des

Reichspatentamtes von Specht erhielt von der Universität Berlin seine Ernennung zum Dr. pol. rer. h. c. Abends vereinigten sich die Teilnehmer der Feier zu einem Festessen im Kaisersaale des „Rheingold".

Laskus.

Die seitliche Verschiebung einer Straßenbrücke ohne Verkehrsstörung um 4,55 m ist Gegenstand eines Berichtes aus Monte Bello, Californien, in Eng. News-Rec. vom 6. Januar d. J. Dort führt im Zuge des Whittier Boulevards, einer Hauptdurchgangstraße des südcalifornischen Landstraßennetzes, eine Brücke in vier Öffnungen von etwa 31 m Spannweite über den Rio Hondo; diese Brücke war jedoch wegen ihrer Breite von nur 7,3 m dem derzeitigen Verkehr von täglich 15 000 Fahrzeugen

Abb. 1.

nicht mehr gewachsen. Man entschloß sich daher zu einer Verbreiterung der Fahrbahn, und zwar in der Art, daß das vorhandene Bauwerk seitlich verschoben und neben den alten Überbauten neue hergestellt werden sollten.

Der für eine Umleitung des Verkehrs während der Bauzeit allein in Frage kommende Weg war etwa 4,8 km lang und die dadurch entstehende Mehrbelastung der kraftwagenfahrenden Bevölkerung auf 10 500 R.-M. täglich zu beziffern. Die Dauer dieser Umleitung wurde zuerst auf zehn Tage geschätzt, da man jeden der vier Überbauten einzeln zu verschieben beabsichtigte. Auf Anregung des Unternehmers beschloß man jedoch, nach der erforderlichen Verbreiterung der Pfeiler und Widerlager um 4,55 m stromauf, alle Überbauten gleichzeitig und ohne Unterbrechung des Verkehrs nach einem besonderen Verfahren zu verschieben. Der Mehraufwand dafür betrug 10 500 R.-M., welcher Ausgabe eine Ersparnis an Autobetriebskosten von $10 \times 10\,500 = 105\,000$ R.-M. für zehn Tage gegenüberstand.

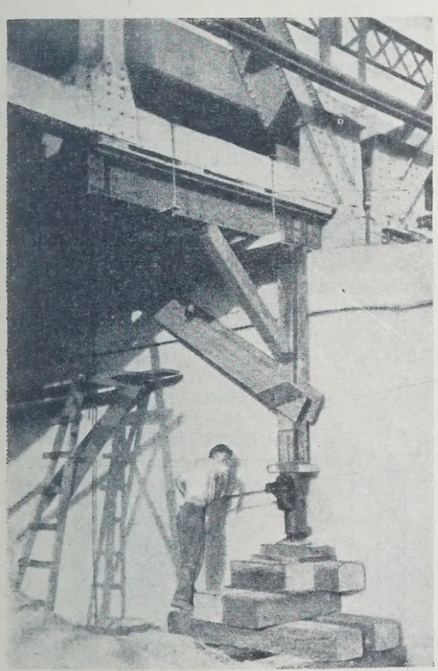


Abb. 2.

Es wurden zunächst unter den Untergrund der Überbauten bei jedem Auflager Hebeböcke auf Schraubenspindeln von 75 bis 100 t Tragkraft angesetzt, auf denen alle vier Tragwerke zunächst um 23 cm gehoben wurden, so daß an den Auflagerenden Eisenbahnschienen eingeschoben werden konnten. Diese liefen über die ganze Breite der neuen Pfeiler, waren gut geschmiert, an den Enden sicher befestigt und mit Bremsklötzen versehen, so daß sie eine sichere Unterlage für die auf ihnen stromauf gleitenden Spindeln boten. Im Laufe der Arbeiten wurden diese Schraubenspindeln großenteils durch Druckwasserwinden ersetzt, die leicht und schnell zu handhaben waren und mit denen eine einheitliche Stundenleistung von 55 cm seitlicher Verschiebung erzielt wurde. Nachdem so gleichzeitig, aber allmählich die Verschiebung um das vorerwähnte Maß ausgeführt war, wurden die Abfangeträger wieder aufgestellt, die Schienen entfernt und die Überbauten in ihre endgültige neue Lage gebracht, die Lagerschuhe und Platten verankert und mit Feinbeton vergossen.

Als Hebeböcke dienten genietete und mit Versteifungswinkeln versehene I-Träger (Abb. 2), zu deren Unterstützung zwei 4,25 bis 4,85 m lange Balken 25 × 40 cm auf das trockene und abgeglichene Flußbett verlegt wurden, so daß die Senkungen der Abfangevorrichtung im Verlauf der Arbeiten auf ein Mindestmaß beschränkt blieben. Zwischen die wagerechten Arme der Hebeböcke und die beiden ⊏-Eisen des Untergurtes wurden (s. Abb. 2) Eichenklötze mit Aussparungen für die Niete der Trägerflansche gelegt, die das Abgleiten verhindern sollten, das bei der unmittelbaren Berührung beider Eisenflächen erwartet werden mußte.

Um die Eisenkonstruktion während des Hebens und Verschiebens möglichst wenig zu gefährden, nahm man die Auskragung der Böcke ziemlich weit über die Pfeilerköpfe hinaus an und sah demzufolge zur Vermeidung des Durchknickens eine Verstrebung durch Kanthölzer vor. Da anfangs beim Fahren der schweren Lastkraftwagen über die Brücke deren Erschütterungen, namentlich wenn ein Überbau etwas mehr als der andere gehoben war, ziemlich empfindlich waren, wurde daraufhin nur je ein Ende der vier Tragwerke gleichzeitig angehoben, was den gewünschten Erfolg hatte. Die beobachtete größte Seitenschwingung betrug höchstens $^1/_2$"; nachdem im Verlauf der Arbeiten der Zwischenraum zwischen Pfeileroberfläche und Unterkante Lager genügend verkeilt war, bestand auch nach dieser Richtung keinerlei Gefahr. Ki.

Beschleunigter Bau einer Betonstraße. Man kann Bauwerke aus Beton zwar schnell herstellen, soweit das Einbringen des Betons in Frage kommt; dann kann man sie aber noch nicht sogleich belasten, weil der Beton eine gewisse Zeit braucht, um die zur Ingebrauchnahme des Bauwerks erforderliche Festigkeit zu erlangen. Diese Zeit ist zwar neuerdings durch die Benutzung der frühhochfesten Zemente erheblich abgekürzt worden, aber was man auch ohne deren Verwendung durch einige andere Maßnahmen erreichen kann, um die Zeit zwischen dem Einbringen des Betons und der Ingebrauchnahme einer Betonstraße zu verkürzen, zeigt ein Straßenbau in Duluth, bei dem es nach einem Bericht in der Zeitschrift Good Roads (März 1927) darauf ankam, daß die mit einem solchen Bau verbundene Störung des Verkehrs auf möglichst kurze Zeit beschränkt wurde.

Es handelte sich dabei um den Ersatz von Straßenpflaster durch Beton auf einer Straße mitten im Geschäftsviertel von Duluth, wo es unmöglich gewesen wäre, die Fahrbahn etwa drei Wochen lang dem Verkehr zu entziehen. Der nächstliegende Ausweg ist in solchen Fällen der, nur die halbe Straßenbreite auf einmal in Arbeit zu nehmen und den Verkehr auf die andere Hälfte zu verweisen; aber auch das bedingt eine sehr fühlbare Verkehrsstörung, die man in Duluth nur für den unbedingt nötigen Zeitraum zulassen konnte. Eine geringfügige Erhöhung der Baukosten durfte daher in Kauf genommen werden, als man sich entschloß, dem Beton etwas mehr Zement als bei anderen Straßenbauten zuzusetzen, den Wasserzusatz zu verringern und die Mischzeit zu verlängern. Statt der sonst üblichen Mischung 1 : 2 : 3 wurde ein Beton, bestehend aus 1 T. Zement, $1^1/_2$ T. gewaschenem Sand und $2^3/_4$ T. Schotter oder Kies verwendet. Der Beton wurde so trocken verarbeitet, daß die Abnahme der Höhe des Versuchskegels bei der Setzprobe nur 38 mm statt der sonst zugelassenen 51 mm betrug, und für die Dauer des Mischens wurde $1^1/_2$ Minute statt einer Minute vorgeschrieben. Von dem so hergestellten Beton erwartete man, daß er nach acht Tagen eine Druckfestigkeit von 140 kg/cm² zeigen würde, und da man von einer Radlast von 3 t ausgegangen war, die eine Beanspruchung auf Zug von 17,5 kg/cm² ergibt, glaubte man, den Verkehr auf der Straße nach acht Tagen zulassen zu können; wenn jedoch die Temperatur während dieser Zeit unter 10° fiele, sollte diese Zeit auf 11 Tage verlängert werden. Daneben wurde aber bestimmt, daß der Verkehr auf der neu hergestellten Betonfläche schon eher zugelassen werden dürfte, wenn Probekörper, die aus dem Straßenbeton an der Baustelle angefertigt worden waren, eine Druckfestigkeit von 140 kg/cm² aufwiesen. Es wurden deshalb täglich drei Probezylinder von 15 cm Durchm. und 30 cm Höhe hergestellt und zwei von ihnen nach vier Tagen der Druckprobe unterworfen; ergab sich dabei eine Druckfestigkeit von 140 kg/cm², so wurde der Verkehr auf der Straßenstrecke zwischen zwei Querstraßen, in der der jüngste Beton vier Tage alt war, zugelassen. Genügte die Druckfestigkeit der Probekörper am vierten Tage nicht, so wurde der dritte Körper am fünften Tage zerdrückt und dann bei befriedigendem Ergebnis der Druckprobe die Straße für den Verkehr freigegeben. Im allgemeinen wurde nach vier Tagen die Druckfestigkeit von 140 kg/cm² erreicht. 38 Proben nach vier Tagen ergaben eine durchschnittliche Festigkeit von 150 kg/cm²; die Festigkeitszahl bei 17 Proben im Alter von fünf Tagen war im Durchschnitt 170, und nur vier Zylinder wurden sechs Tage aufbewahrt und ergaben dann eine Festigkeit von 207 kg/cm².

Die Stärke der Betondecke wurde bei dieser Straße nach einer Formel berechnet, die von der Gesellschaft für städtische Verbesserungen angenommen ist. Bei der Radlast P in Pfund (1 Pfd. = 0,454 kg), der zulässigen Zugbeanspruchung des Betons σ_{zul} in Pfund auf 1 Quadratzoll (100 Pfd./Quadratzoll = 7,03 kg/cm²) ergibt sich die Stärke der Betondecke, in Zoll (2,54 cm) gemessen, zu $t = \sqrt{\frac{3P}{\sigma_{zul}}}$. Auf metrisches Maß umgerechnet mit P in kg, σ_{zul} in kg/cm² und t in cm lautet diese Formel $t = 1{,}73\sqrt{\frac{P}{\sigma_{zul}}}$. Die früher aufgeführten Annahmen für die Straße in Duluth ergaben die Stärke der Betondecke zu $8^1/_2$ Zoll oder 22 cm.

Bei der Herstellung der Straßendecke in zwei Hälften ergab sich in der Mitte eine Längsfuge; um die erste Hälfte mit der zweiten in feste Verbindung zu bringen, wurde an die Schalung eine 5/10 cm starke Latte angenagelt, so daß sich in dem Beton der zuerst hergestellten Straßenhälfte eine Nut ergab, in die dann ein federartiger Vorsprung des Betons der anderen Hälfte eingriff. Außerdem wurden eiserne Dübel zur Verbindung der beiden Hälften über die Fuge gelegt.

In der Querrichtung wurde neben jeder Straßenkreuzung eine Fuge vorgesehen; die Straßenstrecke zwischen den Kreuzungen wurde durch Querfugen in 9,3 m lange Tafeln zerlegt, die bei 10 m Straßenbreite in der Querrichtung 5 m messen. Auch die Querfugen erhielten einen nut- und federartigen Eingriff, aber keine durchgehenden Dübel.

Die Betondecke wurde mit Rundeisen ∅ 13 mm in 30 cm Abstand, die von Querfuge zu Querfuge durchliefen, und mit einem Drahtgewebe von etwa 3,8 kg/m² Gewicht bewehrt. Im ganzen enthielt 1 m² Betondecke 7 kg Eisenbewehrung.

Die Bestandteile des Betons wurden im richtigen Mengenverhältnis auf Lastkraftwagen von einem Lagerplatz herangebracht und einem an der Baustelle arbeitenden Mischer zugeführt. Mittels einer Lehre, die außen auf der Bordkante, in der Mitte der Straße auf der Schalung geführt wurde, wurde der Beton abgestrichen. Sodann wurde er noch mit schweren Brettern abgerieben. Eine zweite Lehre, die in der Längsrichtung der Straße aufgesetzt und von der Mitte nach der Bordkante bewegt wurde, prüfte nach dem Abreiben den geradlinigen Verlauf der Straßendecke. Endlich wurde die Oberfläche noch mit einem Band aus Segeltuch abgerieben. Der frische Beton wurde mit Rupfen abgedeckt, der vier Tage durch Besprengen mit Wasser feucht gehalten wurde.

Der gewöhnliche Preis für eine Straßendecke aus Beton im Mischungsverhältnis 1 : 2 : 3, 19 cm stark, mit etwa 2 kg/m² Eisenbewehrung beträgt 2,40 Dollar für ein Quadratyard (etwa 12 M/m²). Die hier beschriebene Straße hat eine etwas stärkere Decke mit fetterem Beton und schwererer Bewehrung erhalten, dabei aber nur wenig mehr, nämlich 2,63 Dollar für ein Quadratyard (13,20 M/m²) gekostet. Wkk.

Erhöhung der Talsperre Requena in Mexiko. Als erste Arbeit ihres Bewässerungsprogramms hat die Mexikanische Regierung im Frühjahr 1926 der Siemens-Bauunion die Erhöhung der bestehenden Talsperre Requena nördlich von Tula im Staate Hidalgo im Tepeji-Flusse in Auftrag gegeben. Diese Sperre übernimmt nach einer Mitteilung in den Veröffentlichungen der Siemens-Bauunion 1927, Nr. 6 (Juni) gemeinsam mit der ungefähr 16 km stromaufwärts gelegenen Talsperre Taximay die Bewässerung eines etwa 26000 ha großen Gebietes. Während das rd. 10,5 Mill. m³ fassende Staubecken Taximay bereits 1911/14 fertiggestellt wurde, ist die Requena-Talsperre zwar im Jahre 1919 begonnen, jedoch nur teilweise ausgeführt und seit 1922 nicht weitergebaut worden. Sie soll nach dem Vollausbau einen größten Fassungsraum von rd. 70 Mill. m³ erhalten, wobei das Stauziel etwa 6 m höher als bisher, und zwar auf der Ordinate + 2009 m über dem Meeresspiegel liegt.

Da die starken und häufig auftretenden Hochwasser in den letzten Jahren gezeigt hatten, daß der bestehende Hochwasserüberfall nicht ausreichte, wurden die Arbeiten für dessen Verbreiterung gleichzeitig mit der Höherführung des Dammes ausgeführt.

Der Damm ist nach der Ambursen-Bauweise mit einem Zellkern aus Bruchsteinmauerwerk versehen, auf der Wasserseite mit einer dichtenden Lehmschicht in der Böschung 1 : $2^1/_2$ und auf der Luftseite mit der Felsschüttung in der Böschung 1 : $1^1/_4$ ausgeführt. Die größte Höhe des Dammes beträgt 37 m bei einer Kronenlänge von 270 m. Die Kronenbreite beträgt 5 m.

Die Ausführung der Sperrmauer als geschütteter Damm mit einem dichten Zellkern, der in der Lage ist, etwa durch die Lehmschüttung dringende Sickerwassermengen gefahrlos abzuführen, geschah deshalb, weil eine Gründung auf festem Fels nicht möglich war, hingegen eine feste Tonschicht sich in erreichbarer Tiefe vorfand, in die der Zellkern genügend tief einbinden konnte, um eine gute Dichtung des Sperrbeckens zu erzielen. Die Tonschicht steigt an beiden Seiten an und geht als Abschluß in eine Felswand über. Die Arbeiten für die Erhöhung und Verlängerung des Zellkernes und die Verbreiterung des Hochwasserüberfalles umfaßten rd. 10000 m³ Erdaushub und rd. 7300 m³ Bruchsteinmauerwerk, die Erddammschüttung auf der Wasserseite erforderte rd. 70000 m³ und die Felsschüttung auf der Luftseite rd. 32000 m³ Massen.

Die Arbeiten wurden in der kurzen Zeit vom April 1926 bis Januar 1927 durchweg im Handbetrieb durchgeführt. Eine Mechanisierung der Arbeiten unter Zuhilfenahme eines großen Maschinen- und Geräteparkes kam nicht in Frage, da die Löhne in Mexiko im Vergleich zu

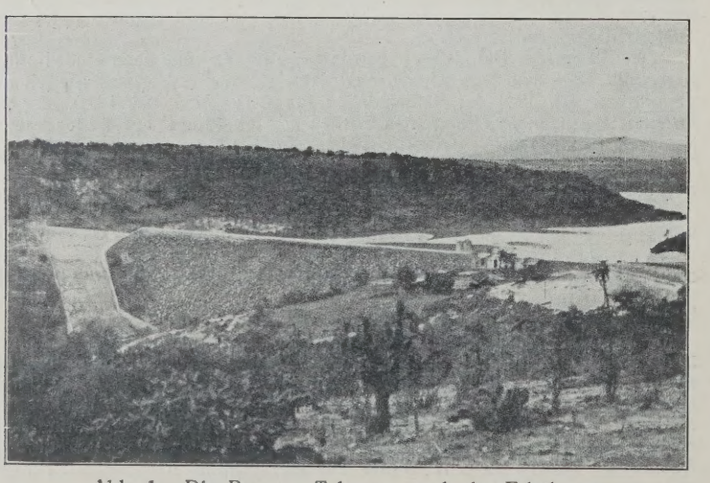


Abb. 1. Die Requena-Talsperre nach der Erhöhung.

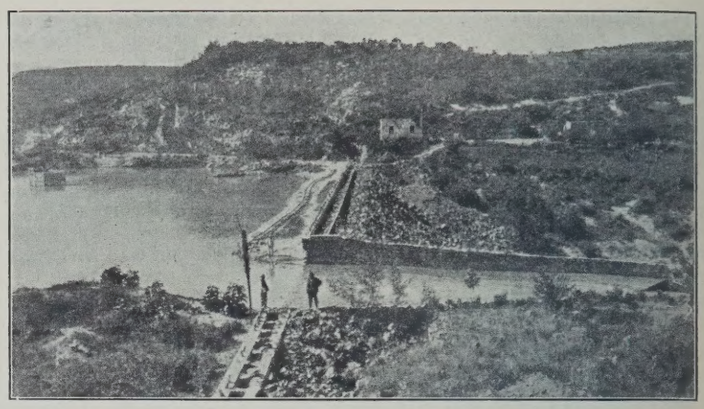


Abb. 2. Der alte Überlauf und der Zellkern des Dammes.

den Gerätebeschaffungskosten äußerst gering sind. Ein Arbeiter verdient etwa 15 Cts./Std., während die Gerätekosten ungefähr den gleichen Betrag in Peso ergeben wie in Deutschland in Mark, d. h. die Lohnkosten sind im Verhältnis zu den Gerätekosten etwa fünffach geringer als in Deutschland.

Zur Gewinnung der Mauersteine für den Zellkern bedurfte man keines Sprengmittels, da der in Säulenform anstehende Basalt auf der linken Seite der Sperre sich leicht mit der Brechstange lösen ließ und beim Hinunterstürzen in kleine Stücke zerbrach, die ohne weitere Behandlung zum Mauern bezw. Schütten des luftseitigen Dammteiles verwendet werden konnten. Die Gewinnungsstelle der Steine war so gelegen, daß diese auf Plattformwagen von Hand angefahren werden konnten.

Auch die Erdmassen zur Dammschüttung waren dicht neben der Sperre und dem Steinbruch in ausreichendem Maße vorhanden, soweit sie nicht aus dem Aushub des Schlitzes für den Zellkern entnommen werden konnten. Der Mauersand wurde kurz unterhalb der Sperre im Flußbett in guter Beschaffenheit und in ausreichender Menge gewonnen. Der Sand wurde durch Esel zur Arbeitsstelle befördert und erforderte ebenfalls nur geringe Gewinnungs- und Förderkosten. Der Zement wurde von einer nahegelegenen Fabrik bei Jasso geliefert.

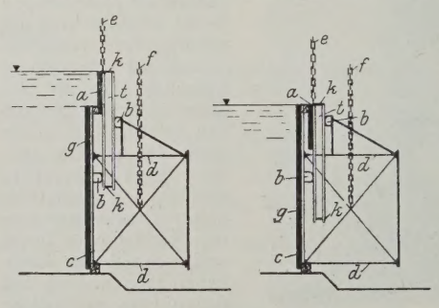
Abb. 1 zeigt die Sperre nach ihrer Erhöhung, Abb. 2 den alten Überlauf und den Zellkern des Dammes.

In weiteren Entwürfen ist vorgesehen, das nach dem Umbau 70 Mill. m³ umfassende Requena-Becken auf ein Fassungsvermögen von 103 Mill. m³ zu vergrößern und den Rio-Salto hineinzuleiten. Dazu wäre der Damm auf die Ordinate + 2016 m über dem Meeresspiegel, d. h. um 4 m zu erhöhen, wobei die normale Staugrenze auf + 2013 m über dem Meeresspiegel liegen würde. Diese Höherführung wird sich ebenfalls leicht durch die bisher angewendete Bauweise, d. h. durch Erhöhung des Zellkernes und Schüttung der Böschungsflächen, erreichen lassen.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Versenkbare Eistafel für Rollschütze und Segmentwehre. (Kl. 84a, Nr. 436109 vom 28. 4. 1925 von Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten A.-G. und Dr.-Ing. Ludwig Bosch in Dortmund.) — Um die Nachteile der bisherigen, bei Wehrkörpern zur Abführung des Eises usw. üblichen Anordnungen, nämlich der umlegbaren Klappen oder doppelteiligen Wehrkörper zu vermeiden, wird der Wehrkörper mit einer versenkbaren Eistafel *a* versehen, an der Kragarme *t* befestigt sind, die sich gegen die Lager *b* des unteren Wehrkörpers stützen; der untere Hauptwehrkörper *c* besitzt wagerechte Träger *d*, die den auf die Tafel und den unteren Wehrkörperteil wirkenden Wasserdruck aufzunehmen haben. Die Eistafel *a* wird durch Ketten *e* gehoben und gesenkt, und der Wehrteil *c* wird durch Ketten *f* betätigt. Um bei größeren Ausführungen das Eigengewicht der Eistafel aufzunehmen, werden die Kragarme *t* mit Gurtungen *k* zu einem Fachwerkträger vereinigt, der zwischen den Stäben der Träger *d* des Hauptwehrkörpers hindurchfaßt.



INHALT: Die Erdbebensicherheit von Gebäuden. — Auskleidung von offenen Abwasserkanälen. — Wälzgelenke für eiserne Kragträger-Brücken. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Technische Hochschule Hannover. — Technische Hochschule Stuttgart. — Fünfzig Jahre deutsches Patentwesen. — Seitliche Verschiebung einer Straßenbrücke. — Beschleunigter Bau einer Betonstraße. — Erhöhung der Talsperre Requena in Mexiko. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 15. Juli 1927 Heft 31

Alle Rechte vorbehalten.

Zum fünfzigjährigen Bestehen der Firma C. H. Jucho in Dortmund.

Am 13. Juli d. J. konnte die Firma C. H. Jucho in Dortmund auf 50 Jahre ihres Bestehens zurückblicken. Bei der großen Bedeutung, die die Firma im Laufe der Jahre im deutschen Eisenbau erlangt hat, dürfte die Schilderung des Werdeganges der Firma und ihrer Schöpfungen allgemein interessieren.

Als in der zweiten Hälfte der siebziger Jahre des vorigen Jahrhunderts infolge der allgemeinen wirtschaftlichen Notlage manches Unternehmen seinen Betrieb einstellen mußte, erlitt dieses Geschick auch die A.-G. Dortmunder Brückenbau in Dortmund. Zur Abwicklung der noch schwebenden Aufträge, insbesondere der Fertigstellung der großen Brücken über die Memel bei Tilsit, wurde der Brückenbau-Ingenieur der Dortmunder Union, C. H. Jucho, als Leiter und Liquidator des Werkes bestellt. Als die Erledigung der schwebenden Aufträge sich dem Ende zuneigte, entschloß sich C. H. Jucho, das Unternehmen auf eigene Rechnung und unter seinem Namen weiterzuführen, und ließ am 13. Juli 1877 die neue Firma unter dem Namen „Dortmunder Brückenbau C. H. Jucho“ in das Handelsregister als Einzelfirma eintragen.

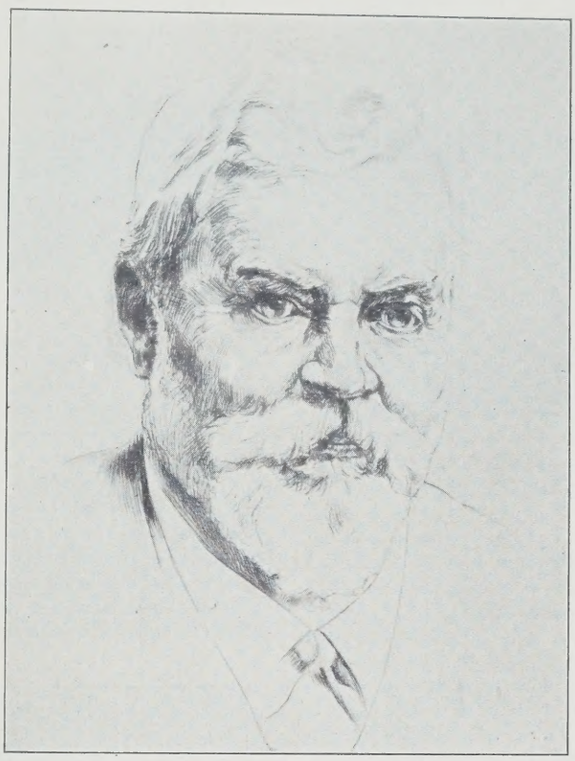


Abb. 1. C. H. Jucho.

Während 29 Jahre war es dem Begründer der Firma, dessen Bild in Abb. 1 wiedergegeben ist, vergönnt, sein Unternehmen zu leiten und durch zielbewußte Tatkraft vorwärtszubringen. Als er am 1. Februar 1906 aus seinem arbeits- und erfolgreichen Leben abgerufen wurde, hinterließ er seinen Söhnen Dr.-Ing. Heinrich Jucho und Dr. phil. Max Jucho ein gut entwickeltes und fest gegründetes Fabrikwesen.

Bei Aufnahme des Betriebes im Juli 1877 bestand die Belegschaft aus 30 Mann. Im ersten Jahre verließen 200 t das Werk. Die Jahreserzeugung nahm stetig zu und erreichte im Jahre 1906, in dem der Begründer der Firma starb, die Höhe von 9988 t. Dr.-Ing. Heinrich Jucho und Dr. phil. Max Jucho bauten das Werk ihres Vaters weiter tatkräftig aus. Die Anzahl der jährlich erzeugten Tonnen stieg weiter an, sie erreichte im Jahre 1911 die Höhe von rd. 35 000 und nach geringem Rückgang im Kriegsjahre 1917 sogar die Höhe von 41 000. Durch den Verlust des Krieges und durch die unruhigen Jahre nach dem Kriege trat ein bedeutender Rückgang in der jährlichen Erzeugung ein; sie sank im Jahre 1919 bis auf 12 000 t. Seit dem Jahre 1920 ist wieder ein — allerdings schwankendes — Ansteigen der Jahreserzeugungen zu verzeichnen. Im Jahre 1926 betrug die Jahreserzeugung wieder 19 500 t.

Die Anzahl der Beamten und Arbeiter, die vor dem Kriege die Höhe von 2000 erreicht hatte, beträgt jetzt 1000. Darunter sind 200 Beamte.

Die gesteigerte Erzeugung des Werkes konnte natürlich nur durch Verbesserung der Maschinen, durch Rationalisierung der Erzeugungsweisen und durch Erweiterung der Fabrikanlagen erreicht werden.

Die von C. H. Jucho im Jahre 1877 gepachteten und im Jahre 1886 teilweise käuflich erworbenen Werkanlagen wurden nach und nach an Ort und Stelle vergrößert. Als dann die örtlichen Verhältnisse einen weiteren Ausbau des Dortmunder Werkes nicht mehr zuließen, wurde 1907 das Hammer Eisenwerk in Hamm (Westf.) als Eisenbauwerkstätte gepachtet und 1914 käuflich erworben und schließlich in dem Dortmund benachbarten Orte Wambel im Jahre 1916 ein größeres Fabrikgelände erworben, auf dem die Nietenfabrik, das Preßwerk, die Verzinkerei, der Fensterbau, der Streckmastebau, die Montagewerkzeuge und -geräte und das Eisenlager untergebracht wurden. — Im Laufe der Jahre sind aus den einzelnen Fabrikationszweigen des Werkes viele durch ihre Eigenart und Güte ausgezeichnete Erzeugnisse hervorgegangen.

Für die deutschen und viele ausländischen Eisenbahnen hat die Firma eine sehr große Anzahl eiserner Brücken, darunter sehr beachtenswerte Bauwerke geliefert. Im Jahre 1911 wurde ihr der Bau der beiderseitigen Rampenbrücken der großartigen Hochbrücke über den

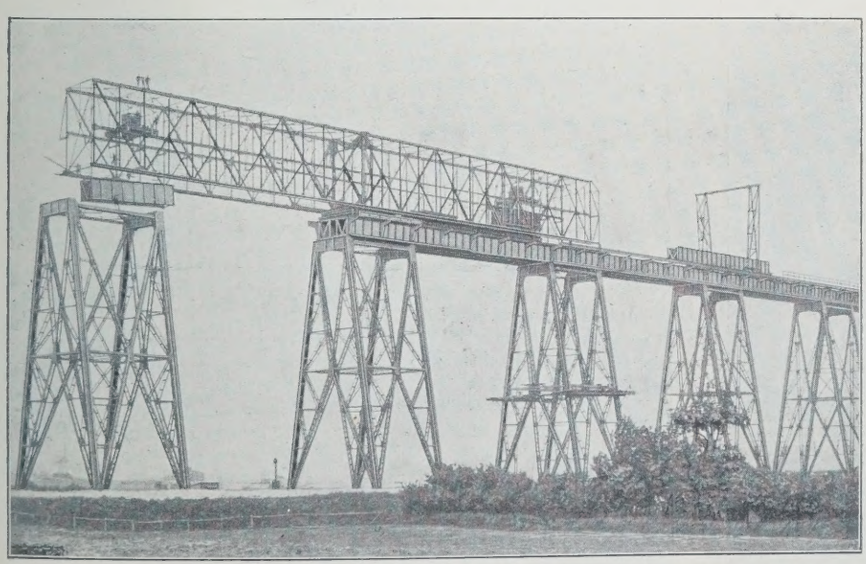


Abb. 2. Rampenbrücken der Hochbrücke bei Rendsburg.

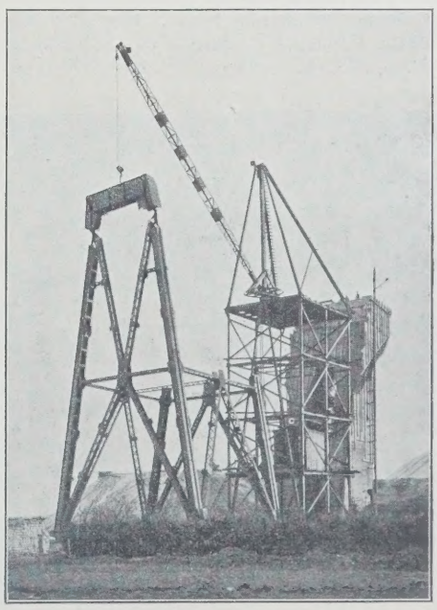


Abb. 3. Zusammenbau eines Gerüstpfeilers.

Nord-Ostsee-Kanal bei Rendsburg übertragen. Die Firma führte diesen großen, 13 500 t umfassenden und sehr schwierigen Auftrag mit hervorragend durchdachten Montageeinrichtungen in kurzer Zeit durch. In Abb. 2 ist ein Teil der fertigen Rampenbrücken und der Vorbaukran dargestellt, mit dem die Blechträger über den Pfeilern und über dem Raum von Pfeiler zu Pfeiler eingebaut wurden. Abb. 3 zeigt den Zusammenbau eines Gerüstpfeilers durch einen Schwenkkran.

Ein beachtenswertes und schönes, von der Firma hergestelltes Bauwerk ist auch die zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Weser bei Rehme (Abb. 4). Die Hauptträger dieser Brücke sind Gerberträger mit Gelenken in der Mittelöffnung.

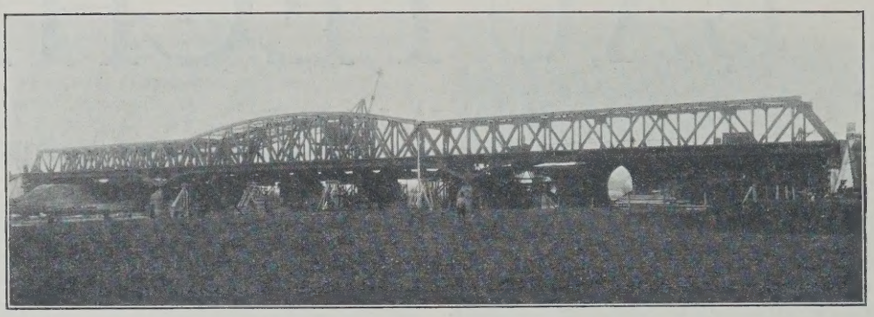


Abb. 4. Eisenbahnbrücke über die Weser bei Rehme.

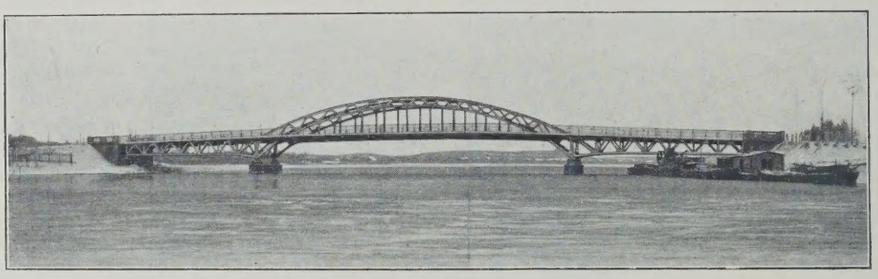


Abb. 5. Baumgartenbrücke über die Havel bei Potsdam.

In den letzten Jahren hatte die Firma Teile für die großen Eisenbahnbrücken über die Elbe bei Hämerten[1]) und über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld[2]) zu liefern. Im laufenden Jahre hat die Firma größere Brückenaufträge für Britisch-Indien übernommen. An der Erbauung der großen Donaubrücke bei Pancevo für Jugoslawien ist die Firma beteiligt.

Unter den vielen von der Firma ausgeführten Straßenbrücken verdienen besondere Erwähnung: die Baumgartenbrücke über die Havel bei Potsdam (Abb. 5), die Straßenbrücke über die Havel bei Spandau und die während des Krieges im Osten erbauten Straßenbrücken über die Weichsel bei Graudenz und bei Plock und über den Narew bei Lomza.

An Wettbewerben für größere Brücken war die Firma Jucho vielfach beteiligt, so auch bei dem Wettbewerb für eine feste Straßenbrücke über den Rhein zwischen Köln und Mülheim, für den sie den ausgezeichnet durchgearbeiteten und ästhetisch hoch befriedigenden Entwurf „Deutschlands Strom“ lieferte (vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 9).

Auf dem Gebiete des Eisenhochbaues sind an bedeutenderen Bahnhofshallen, die Jucho herstellte, zu nennen die Bahnsteighallen in Krefeld, die neue Bahnhofshalle in Frankfurt a. M. und als jüngste Ausführung die sich durch ruhige, vornehme Wirkung und sehr gute Lüftung auszeichnende Bahnhofshalle auf dem Bahnhof Alexanderplatz in Berlin (Abb. 6). Ein durch seine schnelle Ausführung und seine Größe hervorragendes Bauwerk ist die im vorigen Jahre vollendete Kohlenmahlanlage für das Großkraftwerk Rummelsburg. Gegenwärtig führt die Firma die Eisenkonstruktionen für den schwierigen Umbau der Staatsoper in Berlin aus.

Die Firma Jucho hat es verstanden, die Erzeugung und Leistungsfähigkeit ihres Werkes jeweils den Bedürfnissen der verschiedenen Industriezweige an Eisenbauten anzupassen. So hat sie nicht allein auf dem Gebiete des Brücken- und Ingenieurhochbaues, sondern auch auf allen anderen Zweigen des Eisenbaues große Leistungen zu verzeichnen.

Für die Eisenhütten-Industrie lieferte sie Hochofengerüste, Schrägaufzüge, Stahlwerks- und Walzhallen und namentlich nach eigener Bauart Erzbunker, deren Eigenart darin besteht, daß die Behälter aus parabolisch geformten Hängeblechen ohne innere Aussteifung gebildet werden.

Für die Zechenindustrie wurden von der Firma viele Fördergerüste und Schachthallen gebaut. Abb. 7 veranschaulicht das für die Zeche Westerholt gelieferte große Fördergerüst mit Schachthalle.

Die aufblühende Elektrizitätswirtschaft und das Rundfunkwesen brachten neue Absatzmöglichkeiten, die die Firma nicht unbenutzt ließ. Aus dem Hammer Werk, das für den Masten- und Funkturmbau besonders eingerichtet wurde, gingen unzählige Maste, auch viele hohe Türme zur Kreuzung von breiten Flüssen und für das Funkwesen abgespannte und freistehende Funktürme in alle Welt hinaus. Abb. 8 veranschaulicht einen Turm für die Kreuzung des Rheines bei Reißholz mit Starkstromleitungen und Abb. 9 stellt die freistehenden Funktürme in Köln dar.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 8, S. 95. Siehe auch den Sonderdruck „Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten“ von Reichsbahnoberrat Kreß, Hannover und Reichsbahnrat Zwach, Stendal. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[2]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 11, S. 141.

Abb. 6. Halle des Bahnhofes Alexanderplatz in Berlin.

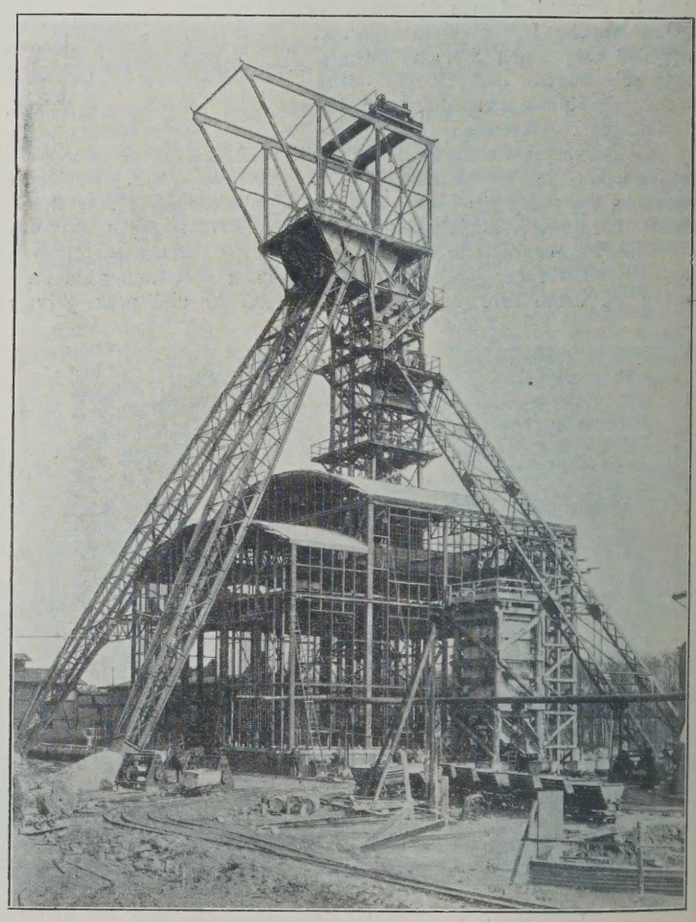


Abb. 7. Fördergerüst auf der Zeche Westerholt.

Als Träger für die elektrischen Leitungen von Eisen- und Straßenbahnen haben die Jucho-Streckmaste (D. R. P.) große Verbreitung gefunden. Sie werden im Werk Wambel nach einem patentierten Verfahren mit Spezialmaschinen aus I-Eisen hergestellt.

Die im Jahre 1910 im Dortmunder Werk eingerichtete Abteilung für Behälterbau und schwere Blecharbeiten liefert Wasser- und Ölbehälter für die Hüttenwerke, Gasfänge, Rastpanzer, Winderhitzermäntel, Staubsammler, Wäschergehäuse, Gießpfannen u. dergl., Kessel für Eisenbahnwagen und Behälter für Zucker-, Zement- und chemische Fabriken.

Als in der Zeit der Not nach dem Kriege die Bestrebungen nach Kohlenersparnis und richtiger Wärmewirtschaft einsetzten, schuf die Firma Jucho eine Abteilung für Abwärmeverwertung. In dieser Abteilung werden alle für die Verwertung des Abdampfes nötigen Anlagen und auch vollständige Heizanlagen für industrielle Unternehmungen hergestellt.

Das schnelle Anwachsen des Automobilverkehrs gab der Firma Veranlassung, einen besonderen Fabrikationszweig für die Herstellung von Anlagen zur Aufbewahrung und Entnahme von Ölen und feuergefährlichen Betriebsstoffen ins Leben zu rufen.

Die Nietenfabrik, die zunächst nur für den eigenen Bedarf arbeitete, wurde 1908 so erweitert, daß der Verkauf ihrer Erzeugnisse aufgenommen werden konnte. In der Nietenfabrik wurden auch Preßteile aller Art hergestellt. Die günstige Entwicklung dieses Fabrikationszweiges führte zur Einrichtung eines besonderen Preßwerkes in Wambel, in dem namentlich Isolatorenstützen für elektrische Leitungen hergestellt werden.

Um den Anforderungen besonderer Zweige des Eisenbaues zu genügen, wurde im Jahre 1918 im Dortmunder Werk eine Maschinenbau-Abteilung eingerichtet. In ihr werden die maschinellen Einrichtungen für bewegliche Brücken, für elektrische Krane, für fahrbare Bunker, für Montagegeräte aller Art und für den Bedarf der übrigen Abteilungen erzeugt.

Die vorstehenden kurzen Angaben zeigen, zu welch einem weitverzweigten und bedeutenden Unternehmen sich die Firma Jucho im Laufe der Jahre entwickelt hat, das imstande ist, allen Bedürfnissen des vielseitigen Eisenbaues zu genügen, und dessen Stärke besonders darin zu sehen ist, daß es sich schnell für den wechselnden Bedarf der verschiedenen Zweige des Eisenbaues umstellen kann.

Das Aufblühen des Werkes ist neben der Umsicht und Tatkraft der Besitzer vor allem wohl dem Umstande zu verdanken, daß die leitenden Köpfe des Werkes sich die Erforschung der Betriebswissenschaft und der Rationalisierung der Arbeit bis ins kleinste in allen Zweigen des Unternehmens haben angelegen sein lassen. Auch das Studium amerikanischer Eisenbauwerkstätten an Ort und Stelle, die Übertragung der dortigen Arbeitsweisen auf das eigene Werk, soweit sie sich für deutsche Verhältnisse dazu eignen, und die Einführung amerikanischer Maschinen haben viel zu dem Aufstieg des Unternehmens beigetragen. Die Studien dieser Fragen sind im Fachschrifttum veröffentlicht worden und so dem deutschen Eisenbau allgemein von Nutzen gewesen.

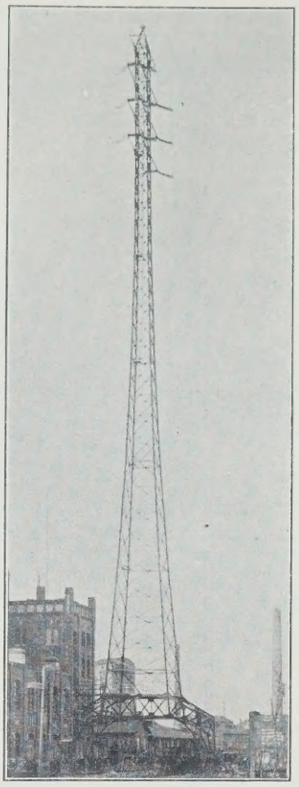


Abb. 8. Turm für die Kreuzung des Rheines bei Reißholz mit Starkstromleitungen.

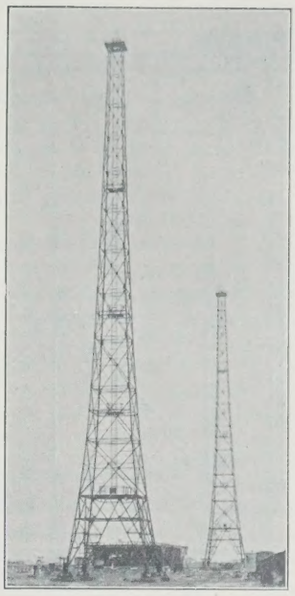


Abb. 9. Funktürme in Köln.

Das Werk Jucho ist für den Wiederaufstieg der deutschen Industrie gerüstet. Möchte die deutsche Wirtschaft recht bald wieder erstarken! Dann wird auch dem Werke Jucho der wohlverdiente Lohn in dem weiteren Aufblühen aller seiner Fabrikationszweige nicht ausbleiben.

Schaper.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten.

Von Reichsbahnrat **Zwach**, Stendal.[1])

Die Montage der eisernen Überbauten.

Bereits bei der Aufstellung des Gesamtbauplanes für die Brücke war davon ausgegangen worden, daß als letzter Überbau der der 106 m weiten Schiffahrtöffnung montiert werden würde. Später wurde diese Annahme zur zwingenden Notwendigkeit, als man sich nämlich, um die Schiffahrtöffnung von Gerüsten frei zu halten, dazu entschloß, diesen Überbau von beiden Seiten aus frei vorzubauen. Dieses bedingte, daß die beiden Seitenteile der Brücke vorher von Osten und Westen her bis an diese Öffnung heran vorgestreckt wurden. Da nun der westliche Teil um die Flutbrücke, die das 300 m breite westliche Vorland überspannt, länger ist als der östliche, so war es das Gegebene, mit dem Bau der Flutbrücke zu beginnen.

Die Ausführung hatte die Firma Eilers, Hannover. Anfang Februar 1925 begann sie mit dem Einrichten der Baustelle und schlug auf dem südwestlichen Lagerplatz, den die Firma Windschild & Langelott nach Fertigstellung der Pfeiler der Flutbrücke zu räumen im Begriffe war, ihre Buden auf. Neben den Baracken für die Kraftstation, in der eine Lokomobile von 50 PS Druckluft und elektrische Energie erzeugte, für das Baubureau, die Schmiede und das Magazin errichtete sie auch eine Wohnbaracke für 20 Stammarbeiter, die sie aus Hannover mitgebracht hatte. Für das Heranschaffen der Bauteile standen ihr zwei Baugleise zur Verfügung. Ein elektrisch betriebener Auslegerkran, dessen Ausleger 25 m lang war, hob die Bauteile von den Eisenbahnwagen herab auf den Lagerplatz oder verlud sie auf Montagewagen, die auf dem in der Brückenachse vorgestreckten Montagegleis liefen.

Die Montage der Brücke wurde erschwert durch die strengen Forderungen, die die Elbstrombauverwaltung an die Gerüste stellte. Es durften gleichzeitig nur zwei Öffnungen eingerüstet sein. Ferner durften wegen der glatten Abführung des Hochwassers und des Eisganges die Gerüste nur je eine Stütze erhalten (Abb. 1). Da die Stützweite der Flutüberbauten im allgemeinen 34,2 m beträgt, so ergab sich unter Berücksichtigung der Breite der Pfeiler für die Gerüstträger eine Spannweite von etwa 16 m. Um die Last des Überbaues und der für den Zusammenbau erforderlichen Einrichtungen auf diese Länge mit Sicherheit zu tragen, waren sechs nebeneinanderliegende I 50 erforderlich, die mit Rücksicht auf die ungleichmäßige Lastverteilung nach den Seiten hin dichter lagen (Abb. 2). In der Mitte der Öffnung lagerten sie auf einem Bock auf, dessen beide

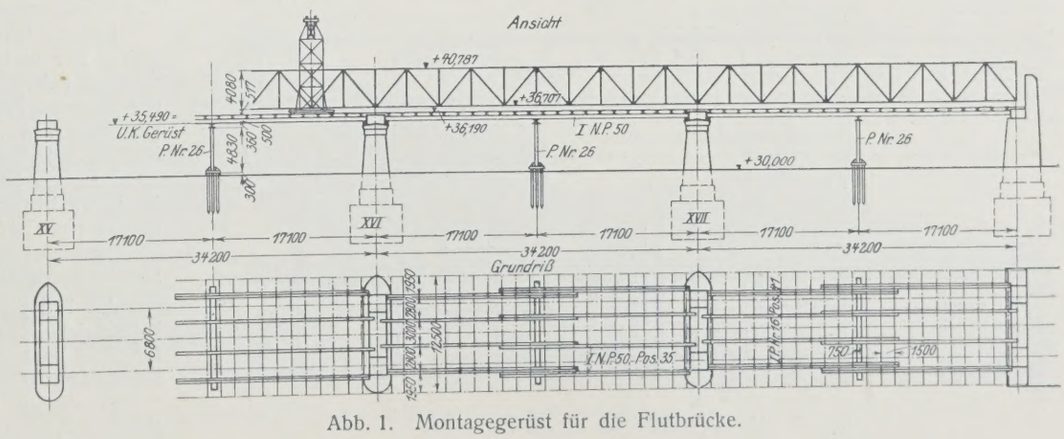


Abb. 1. Montagegerüst für die Flutbrücke.

[1]) Über die Konstruktion der eisernen Überbauten vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 15 und 1927, Heft 8, Aufsätze von Reichsbahnoberrat Kreß. — Wegen der Pfeilerbauten vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 3 u. f., Aufsatz des Verfassers.

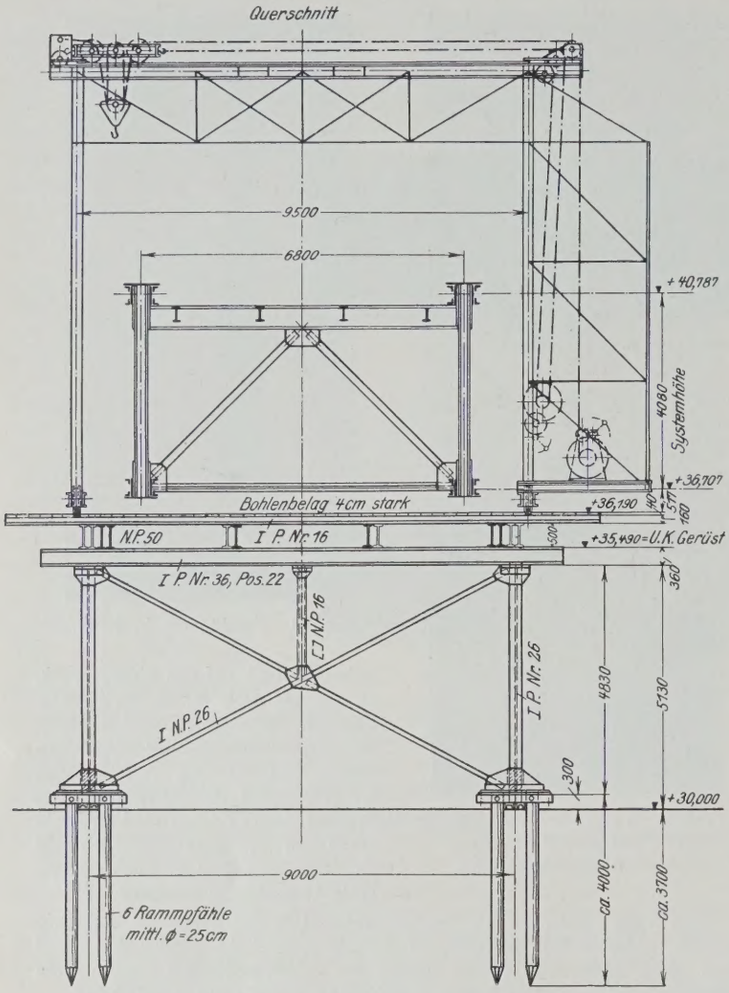


Abb. 2. Schnitt durch das Montagegerüst für die Flutbrücke.

Pfosten aus einem I 26 gebildet wurden, wodurch die Durchflußweite nur um 26 cm eingeschränkt wurde. Durch einen oberen Querriegel aus I 36 waren diese miteinander verbunden und durch ein Strebenkreuz aus I 26 gegen seitliche Kräfte widerstandsfähig gemacht. Der nötige tragfähige Untergrund wurde durch Pfahlroste bezw. Schwellroste hergestellt.

Die anderen Enden der Gerüstträger lagerten mittels kräftiger, durch Rundeisen verankerter Schwellenlager, auf den Gesimsvorsprüngen der Eisenbetonauflagerplatten der Pfeiler auf. Die, wie bereits früher erwähnt, nach reinen Zweckmäßigkeitsgründen gewählte Pfeilerform erwies sich auch hier als vorteilhaft. Die aus 4 cm starken Bohlen bestehende Arbeitsbühne stützte sich durch Vermittlung von quergelegten I 16, die etwa 1,50 m Abstand voneinander hatten, auf die Gerüstträger. Sie war so breit, daß sie nicht nur den von Trägerebene bis Trägerebene 6,80 m breiten Überbau, sondern noch zwei Montagekrane mit ihren 9,5 m voneinander entfernt liegenden Laufschienen aufnehmen konnte.

Die Arbeitsbühne lag mit Rücksicht auf die Ausbildung der eisernen Flutüberbauten als Deckbrücke auf Ord. + 36,19, wohingegen das bereits

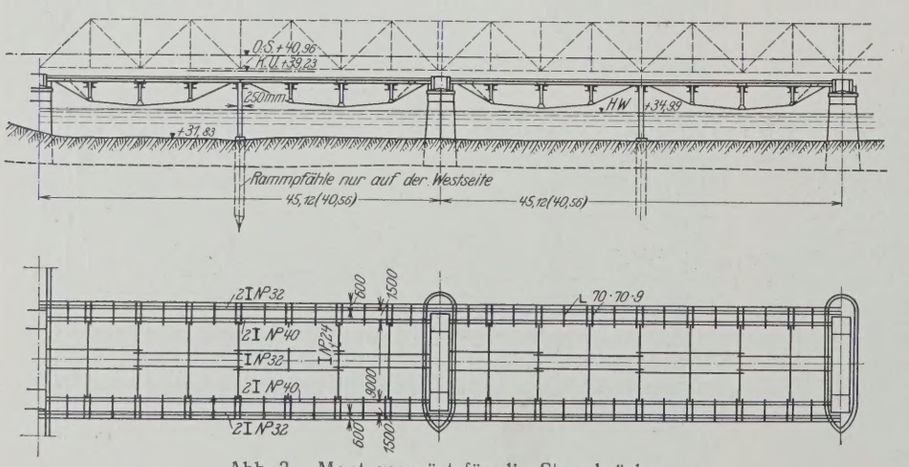


Abb. 3. Montagegerüst für die Strombrücke.

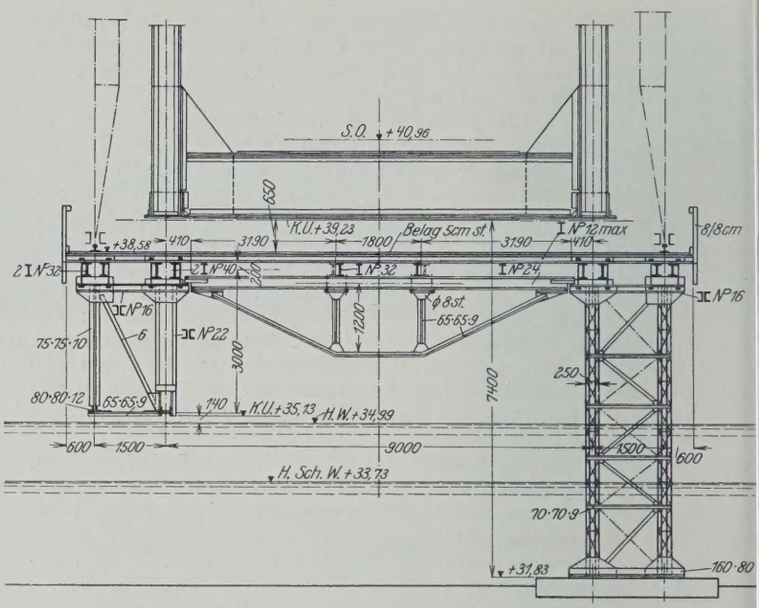


Abb. 4. Schnitt durch das Montagegerüst für die Strombrücke.

erwähnte Montagegleis, auf dem die Bauteile bis an den gerade im Bau befindlichen Überbau heranrollten, etwa in Höhe der endgültigen Brückengleise auf Ord. + 40,96, also 4,77 m höher lag. Der eine Portalkran diente deshalb im allgemeinen dazu, die Stücke von dem Montagegleis auf die Arbeitsbühne zu schaffen, während der zweite Portalkran den Einbau besorgte.

Der Zusammenbau geschah in der üblichen Weise so, daß zunächst der Untergurt ausgelegt und mit Schraubenspindeln unter Berücksichtigung der erforderlichen Überhöhung in die richtige Lage gebracht wurde. Dann wurden die Füllstäbe und Querverbände und darauf die Obergurtstäbe und die Fahrbahn unter ständiger Überwachung und Regelung der Höhenlage der einzelnen Knotenpunkte eingebaut.

War ein Überbau zusammengesetzt, so wurde er vernietet und sogleich die Montage des nächsten Überbaues in Angriff genommen. Das Aufreiben geschah elektrisch und das Nieten mit Druckluft. Diese lieferte ein Kompressor, der von einer Lokomobile von 50 PS angetrieben wurde. Die Lokomobile betrieb gleichzeitig eine Dynamomaschine, die den elektrischen Strom für Licht und Kraft erzeugte.

Die vollkommen gleiche Ausbildung der sieben Überbauten 12 bis 18 erleichterte die Montagearbeiten erheblich. Sie trug dazu bei, daß sich die Belegschaft gut einarbeitete und das Arbeitstempo immer mehr zunahm. Weiter kam dem Arbeitsfortschritt zugute, daß die Elbstrombauverwaltung mit Rücksicht darauf, daß es in den Sommer ging und Eisganggefahr ausgeschlossen war, am 22. April 1925 genehmigte, daß noch eine Stütze im halben Felde errichtet wurde. Hierdurch war es der Firma Eilers möglich, mit den ihr zur Verfügung stehenden Trägern eine weitere Öffnung einzurüsten. Eine Verzögerung erlitt die Fertigstellung leider durch einen dreiwöchigen Lohnstreik.

An die Reihe der gleichgearteten Überbauten 18 bis 12 schließt sich der Überbau 11 an, der als Kragträger ausgebildet ist. Er weicht sowohl hinsichtlich der Ausbildung der einzelnen Glieder als auch dadurch von den übrigen ab, daß bei ihm auch die Niete aus hochwertigem Baustahl St 48 hergestellt waren, im Gegensatz zu den Nieten der Flutüberbauten, die aus Stahl 37 bestanden. Dies bedingte eine gewisse Umstellung der Nietarbeiter, für die das Schlagen der St 48-Niete etwas Neues war.

Irgendwelche Schwierigkeiten ergaben sich jedoch nicht. Der nächste Überbau, der zu dem Kragträger 11 gehörige Schwebeträger 10 enthielt das schwerste Stück der gesamten Flutbrücke. Es war der Querträger, der den Übergang von der 6,8 m breiten Flutbrücke zur 9 m breiten Strombrücke vermittelte. Sein Gewicht beträgt 12 t. Es war jedoch möglich, nachdem die Kranschienen über den Pfeiler IX hinaus verlängert und durch einen besonderen Gerüstbock unterstützt worden waren, beide Montagekrane zu Hilfe zu nehmen und so den Querträger an seinen endgültigen Platz zu bringen und dort einzubauen.

Am 7. September 1925 waren die Arbeiten an der Flutbrücke innerhalb der vorgeschriebenen Fertigstellungsfrist beendet. Während dieser Zeit waren hier im Durchschnitt 80 Mann beschäftigt.

Inzwischen hatte die Firma Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfredhütte, Rheinhausen, mit dem Einrichten

der Baustelle auf dem östlichen Ufer, dem Bau der Montagegerüste in den ersten Öffnungen und dem Aufbau des Montagekrans begonnen. Auch sie verwendete eiserne Gerüste, denn es durften auf Anordnung der Elbstrombauverwaltung im Sommer (vom 1. April bis 15. November) gleichzeitig nur vier Gerüststützen, im Winter nur drei stehen. Wegen der größeren Stützweiten von 45 m, gegenüber 34 m bei den Öffnungen der Flutbrücke, wurden als Gerüstträger Walzträger I 32 verwendet, die durch ein Sprengewerk versteift waren (Abb. 3). Je zwei dieser Träger waren durch senkrechte und wagerechte Querverbände zu einem räumlichen Gebilde verbunden (Abb. 4). Die Verbindung beider Raumfachwerke stellten Querträger her, die aus I 24 mit Sprengwerken bestanden. Auf ihnen ruhten die mittleren Gerüstträger, die zusammen mit den I-Eisen der Hauptträger die Belagträger stützten. Auf diesen lag der Bohlenbelag auf, der, gleich wie bei dem Eilersschen Montagegerüst, die Arbeitsbühne darstellte, auf der sowohl die neuen Überbauten als auch die Portalkrane für die Montage ihren Platz fanden. Weitgehende Verwendung von Schraubenverbindungen ermöglichte ein schnelles Verbinden und Zerlegen der Gerüstteile und ein verhältnismäßig leichtes Handhaben. Außerdem bot sie die Möglichkeit, die Träger verschiedenen Spannweiten leicht anzupassen und sie späterhin anderweitig zu verwenden. Auch für die Kruppschen Gerüste bildeten die kräftigen Gesimsvorsprünge der Eisenbetonauflagerplatten ein willkommenes Auflager.

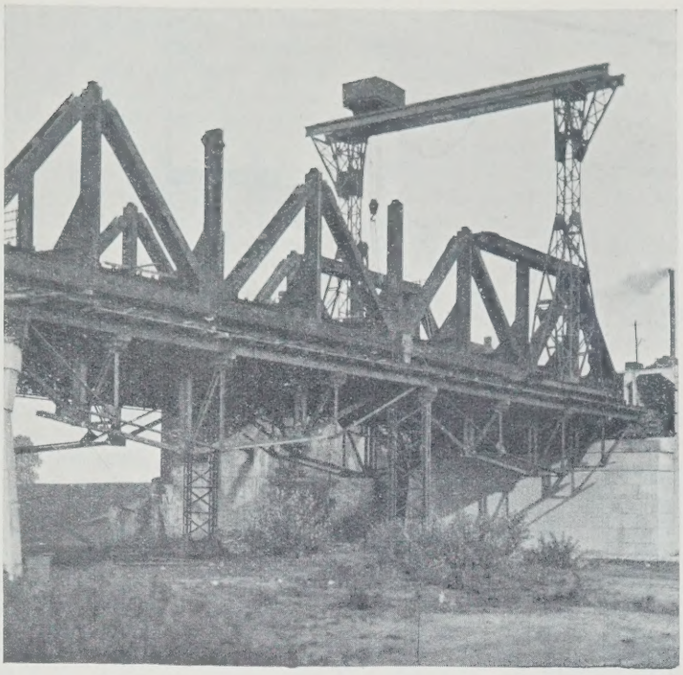


Abb. 5. Montage der Strombrücke.

Die Bauteile gelangten auf dem Baugleise bis zum Lagerplatz. Hier wurden sie durch einen Portalkran vom Eisenbahnwagen gehoben und auf dem Lagerplatz gelagert, oder auf die Montagewagen verladen, um auf diesen bis zur Verwendungstelle zu rollen. Dort nahm sie der Montagekran, ein elektrisch betriebener Portalkran, zum Einbau in Empfang. Der Zusammenbau geschah in der gleichen Weise, wie er bereits bei der Flutbrücke geschildert worden ist, nur daß es sich hier, entsprechend den größeren Spannweiten und der anders gearteten Ausbildung der Überbauten, um die Handhabung schwererer Stücke handelte (Abb. 5). Die Hebezeuge mußten dementsprechend kräftiger und die Kraftanlage umfangreicher sein. Eine von einer Lokomobile getriebene Dynamomaschine sorgte für die erforderliche elektrische Energie und die Beleuchtung der Baustelle, während die zum Nieten erforderliche Druckluft von 7 at ein Kompressor erzeugte, der von einem Dieselmotor angetrieben wurde. Ein gleicher Satz diente als Reserve.

In den Öffnungen 1, 2 und 3 hatte je eine Gerüststütze genügt. Für die Öffnung 4 mit ihrer Spannweite von 67 m waren dagegen zwei Stützen vorgesehen, und auch diese erwiesen sich als unzureichend. Der Überbau dieser Öffnung drückte nämlich derartig stark auf das Montagegerüst, daß es sich in nicht vorhergesehener Weise durchbog. Es wurde deshalb unter dem Gerbergelenk nachträglich ein Holzbock erbaut, der den Druck des Gelenkes aufnahm, es jedoch nicht verhindern konnte, daß der Gelenkpunkt sich um 8 cm senkte. Nachteilige Folgen hatte diese Senkung nicht, sie wurde bei dem freien Vorbau der Öffnung 5 beseitigt.

Der Vorfall mahnte jedoch zur Vorsicht bei der Montage der anderen Seitenöffnung der Öffnung 6. In dieser wurde nach Einholung der Genehmigung der Elbstrombauverwaltung gleich von Anfang an außer den bereits vorher geplanten Gerüsten ein Holzbock zur Unterstützung des Gelenkes vorgesehen (Abb. 6). Er erwies sich als sehr zweckmäßig. Eine unbeabsichtigte Senkung des Gelenkes wurde vermieden. Sowohl der Holzbock als auch die eisernen Stützen der Öffnungen 6 bis 9 standen auf Pfahlrosten. Das Rammen dieser Pfähle mußte wegen Eisgangs mehrmals unterbrochen werden. Auch wurden die bereits gerammten Pfähle durch den Anprall des Eises wieder gelockert, so daß sie vor dem Aufbringen des Gerüstes nachgeschlagen werden mußten. Um durch den ungewöhnlich hohen Wasserstand in der Arbeit nicht allzu lange aufgehalten zu werden, legte man die Pfahlköpfe höher, als anfangs vorgesehen war, und kürzte gleichzeitig die eisernen Stützen. Trotzdem ließ es sich nicht verhindern, daß das Hochwasser die Pfahlköpfe tagelang überspülte und das Aufbringen der eisernen Stützen und des Holzbockes verzögerte.

Nicht nur hinsichtlich der Unterstützung des Gelenkpunktes, sondern auch in anderer Beziehung hatte man bei der Montage der Öffnung 4 gelernt. Die Laufschienen für den Montagekran reichten bei dieser Öffnung gerade von einem Pfeiler bis zum anderen, infolgedessen konnte man den Kran nicht weit genug vorfahren, um auch den Kragarm und insbesondere die Ständer und das Portal über Pfeiler V fertig zu montieren. Dies mußte vielmehr mit einem Mastkran, der vorher zum Aufbau des Montagekranes gedient hatte und später beim freien Vorbau noch weiter Verwendung finden sollte, geschehen. Da es sich um die Hebung besonders schwerer Stücke handelte, so war dieser Zwang recht lästig und zeitraubend. Bei Öffnung 6 wurden deshalb die Laufschienen so weit über den Pfeiler hinausgeführt, daß der gesamte Überbau mit Hilfe des Montagekranes zusammengesetzt werden konnte.

Durch das Hochwasser, das die Fertigstellung der Öffnung 6 verzögert hatte, wurde natürlich auch der freie Vorbau des Überbaues der Öffnung 5 aufgehalten, insbesondere des Teiles, der sich an die Öffnung 6 anschloß. Statt am 20. April wurde erst am 26. Mai begonnen, und zwar damit, daß die Stütze für die Rückhaltkonstruktion auf den Obergurt gebracht wurde. Auf der Westseite hatte man hiermit drei Wochen früher begonnen und war nun dabei, den Kran zu montieren.

Dem Freivorbau der Öffnung 5 lag folgender Gedanke zugrunde: Zwei Auslegerkrane von 18 m Höhe, die auf dem Obergurt der Öffnung 5

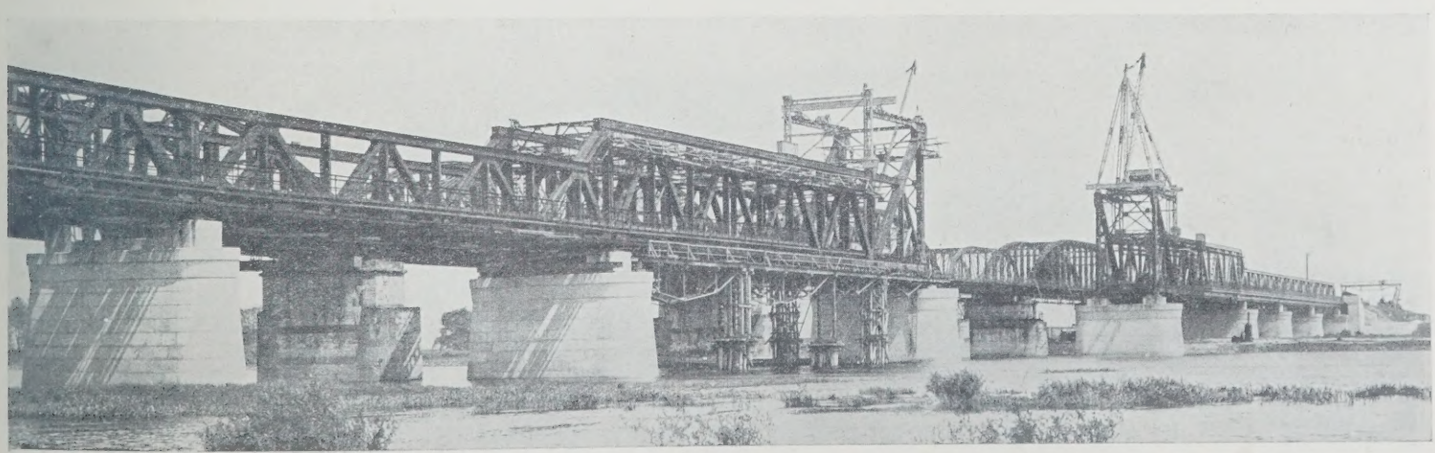
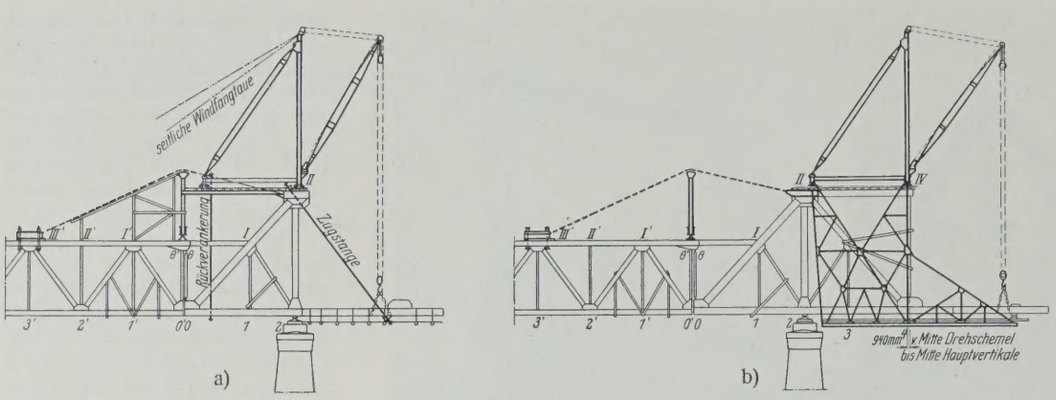


Abb. 6. Beginn des freien Vorbaues. Öffnung 6 ist noch eingerüstet.



a) b)

Abb. 7. Freier Vorbau der Mittelöffnung: a) Bau des ersten Feldes, b) Bau des zweiten Feldes.

Abb. 8. Freier Vorbau der Mittelöffnung.

laufen, setzen immer je ein Feld zusammen. Nachdem es vernietet ist, rücken sie in dieses vor, um das nächste Feld zusammenzusetzen. Um den frei vorgebauten Feldern, die noch dazu durch die Krane belastet waren, das Gleichgewicht zu halten, waren besondere Rückhaltkonstruktionen nötig. Sie bestanden aus Zugbändern, die sich aus sieben lose aufeinander liegenden Flacheisen zusammensetzten. Sie waren an den oberen Endknotenpunkt des Überbaues 5 mit kräftigen Knotenblechen angeschlossen liefen über ein Pendeljoch, das auf dem Obergurt des Überbaues 4 bezw. 6 in der Nähe des Gerbergelenkes stand, bis zu dem drei Feldweiten entfernten Obergurtknotenpunkte. Hier endeten sie in Traversen, die mit Hilfe von Keilen auf dem Obergurt befestigt waren.

Im einzelnen ging der freie Vorbau in folgender Weise vor sich: Zunächst galt es, für jeden Kran auf der betreffenden Seitenöffnung eine Plattform in Höhe des Obergurtes der Mittelöffnung zu schaffen. Mittels einer besonderen Holzrüstung wurde deshalb zunächst das Pendeljoch der Hilfskonstruktion über dem Gerbergelenk aufgerichtet (Abb. 7a). Letzteres war schon früher mit Rücksicht darauf, daß sich der Überbau der Seitenöffnung nach Entfernung des Gerüstes frei tragen mußte, durch auf den Obergurt und den Untergurt aufgenietete Flacheisen und Winkel geschlossen worden. Dieses Pendeljoch bildete auf der einen Seite die Unterstützung der Plattform, die auf der anderen Seite an den Endknotenpunkt des Obergurtes der Mittelöffnung angeschlossen war. Auf ihr lagerten die Kranschienen. Der Kran wurde nunmehr mittels eines Auslegermastes in Stellung gebracht. Das Hochbringen der schweren Kranstücke auf diese Weise war schwierig und zeitraubend. Der Kran bestand aus einem fahrbaren Untergestell. Auf ihm war die Kransäule errichtet, die durch vier Verstrebungen nach allen vier Ecken des Untergestelles abgesteift war. Drehbar an die Säule war der Ausleger angeschlossen. Weiter befanden sich auf dem Untergestell in einer Bude die elektrisch betriebenen Winden, die sowohl die Lasten förderten, als auch den Ausleger hoben und senkten. Das Verschwenken des Auslegers geschah von Hand. Zur Erhöhung der Standsicherheit gegen seitliche Kräfte wurde die Kranspitze durch Drahtseile gehalten, die auf dem Vorlande verankert waren. Bevor der Kran anfing zu arbeiten, wurden die vorderen Kranräderpaare durch Unterklotzen des Untergestells entlastet.

Als erstes Stück nahm der Kran den Untergurt des 1. Feldes. Um diesen möglichst weit unter den Kran hinunterzuschieben, hatte man die Fahrbahnlängsträger für das erste halbe Feld frei vorgebaut und ließ auch späterhin die Fahrbahn den Hauptträgern um eine halbe Feldweite vorauseilen. Das eingebaute Untergurtstück wurde vorübergehend durch Zugbänder gehalten. Dann wurden die unteren Verbände und was noch an der Fahrbahn fehlte, eingebaut, sowie das Zufuhrgleis weiter vorgetrieben. Es folgte der Einbau der Zwischenständer und Zwischenstreben und weiterhin der Hauptstrebe. Nun war es möglich, einen weiteren Querträger anzuschließen und die Fahrbahn für das 1. Feld fertigzustellen. Der Einbau der Hauptständer nebst den dazu gehörigen

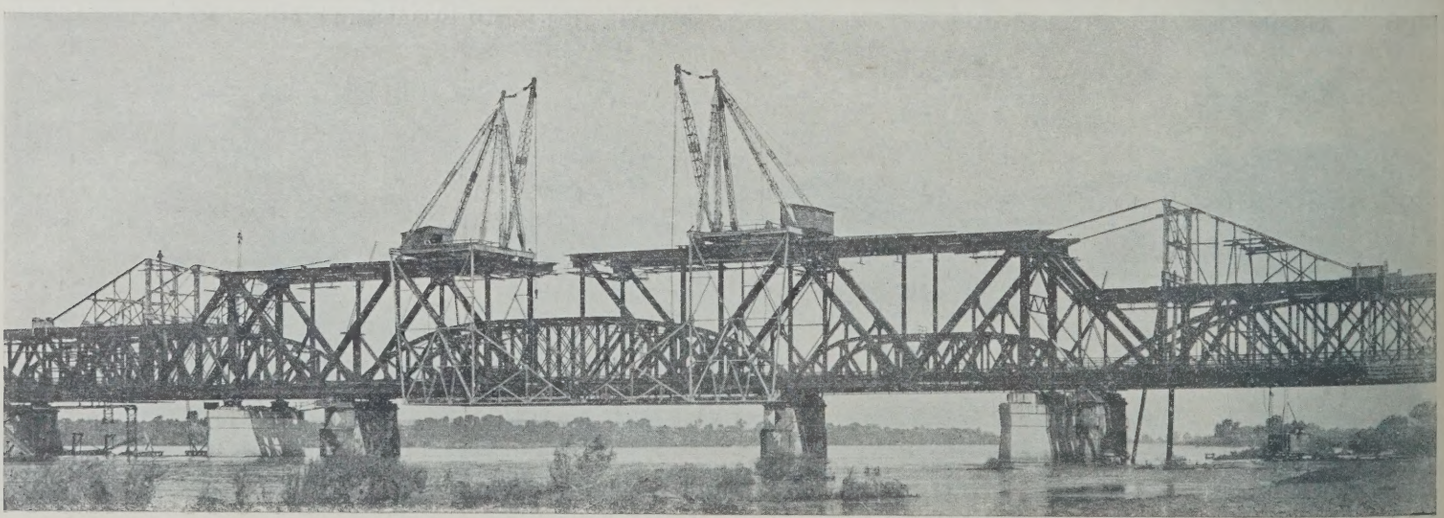


Abb. 9. Freier Vorbau der Mittelöffnung, fertig bis auf das Schlußfeld.

Absteifungen zur Erzielung der erforderlichen Knicksicherheit und des Obergurtstabes mit den Querverbänden und wagerechten Verbänden bildeten den Schluß des Zusammenbaues des 1. Feldes. Nachdem noch geprüft war, ob die Überhöhung der Vorschrift, auf die später noch näher eingegangen werden soll, entsprach, wurden die Zugbänder entfernt und die Knotenpunkte vernietet.

An den Auflagern waren während des freien Vorbaues besondere Veränderungen nötig. Auf dem Pfeiler IV befindet sich das feste Auflager des großen Überbaues, auf dem Pfeiler III das feste Auflager des Schwebeträgers der Seitenöffnung 4. Die Beweglichkeit beider Überbauten gegeneinander wird durch das Pendelgelenk in der Öffnung 4 hergestellt. Wie bereits erwähnt, war aber dieses Gelenk während der Montage der Seitenöffnung und des freien Vorbaues der Mittelöffnung durch Platten und Winkel, die auf den Obergurt und Untergurt aufgenietet waren, geschlossen. Mit Rücksicht auf Temperaturänderungen mußte deshalb die Längsbeweglichkeit an anderer Stelle geschaffen und zu diesem Zweck auf Pfeiler III ein vorläufiges bewegliches Lager hergestellt werden. Auch der entsprechende Pfeiler auf dem anderen Ufer, der Pfeiler VI, erhielt ein vorläufiges bewegliches Auflager. Beweglich mußte dieses Auflager allerdings erst nach Schluß der Mittelöffnung sein, um die Längsbeweglichkeit des alsdann noch geschlossenen Gelenkes in Öffnung 6 zu ersetzen. Während des freien Vorbaues dagegen war es durch Keile festgelegt, um unbeabsichtigte Bewegungen des Überbaues 6 und des anhängenden Teiles des Überbaues 5 zu verhüten, die sich außer auf das eben erwähnte Auflager nur noch auf das bewegliche Auflager auf Pfeiler V stützten.

Nachdem das erste Feld vernietet war, wurde die Kranbahn vorgetrieben und die Rückverankerung des Kranes beseitigt. Der Kran fuhr in das erste Feld vor und wurde durch Abklotzen festgestellt. Dann wurde die Arbeitsbühne montiert (Abb. 7b). Diese Arbeitsbühne entsprach einer Forderung der Elbstrombauverwaltung. Sie sollte vor allem eine Gefährdung der Schiffahrt durch herabfallende Gegenstände verhindern. Sie mußte deshalb so dicht sein, daß auch das Hindurchfallen von Nieten unmöglich gemacht wurde. An den Stellen des Überbaues, unter denen das Schutzgerüst fehlte, durfte nicht gearbeitet werden.

Das Schutzgerüst bestand aus einer Eisenkonstruktion, die an dem Untergestell des Kranes hing und den Überbau vollkommen umfaßte (Abb. 8). Sie lud um eine Feldweite nach vorn aus. Ihr vollkommen dichter Bohlenbelag befand sich also immer unter dem Felde, das gerade vorgebaut wurde. Infolge ihrer kräftigen Ausbildung war es möglich, selbst am äußersten Punkte Stücke bis zu 10 t Gewicht zu lagern. Dadurch, und weil sie wegen ihrer dichten Abdeckung ein ebenso sicheres Arbeiten wie auf festem Boden gestattete, förderte sie die Montage wesentlich. Für den Schutz der Arbeiter, dem auch die Bühne diente, war noch ein ständig besetztes Motorboot da.

Nach Fertigstellung der Bühne ging es an den Vorbau des 2. Feldes, der dem des 1. Feldes im wesentlichen glich. Zuerst der Einbau der Untergurte, die an den Zugbändern aufgehängt wurden. Dann der Einbau der Zwischenständer und Zwischenstreben sowie der Hauptstreben. Vorbau der Fahrbahn und des Zufuhrgleises, Einbau der Hauptständer und endlich Schließen des Feldes durch Einbau der Obergurte, nebst den erforderlichen Querverbindungen und wagerechten Verbänden. Nachdem die richtige Überhöhung festgestellt war, wurden die Zugbänder entfernt und die Knotenpunkte vernietet. So ging es von Osten her über vier Felder, von Westen her über drei Felder. Offen blieb noch das 4. Feld von Westen her, das Schlußfeld (Abb. 9). (Schluß folgt.)

Inbetriebnahme einer neuen Flugzeughalle auf dem Bremer Flughafen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baudirektor **Stühring**, Bremen.

Auf dem Bremer Flughafen ist eine neue Flugzeughalle vor kurzem in Betrieb genommen worden. Die Halle hat eine lichte Weite von 80 m, eine Tiefe von 30 m und eine lichte Höhe von 8 m. In der ganzen Breite der Halle ist an ihrer Rückseite ein Werkstättenanbau von 6 m Tiefe angeordnet, in dem Tischlerei, Schmiede, Schlosserei, Lagerräume, Heizung, Aufenthalts- und Waschräume für Monteure und drei Kraftwagenhallen untergebracht sind. Die Heizung ist nur für den Werkstattanbau vorgesehen; auf eine Heizung der Halle ist zunächst verzichtet worden. Als der Bau der Halle im Jahre 1925 beschlossen wurde, bestand die Absicht, die 80 m breite Toröffnung durch eine Mittelstütze in zwei Öffnungen von je 40 m Weite aufzuteilen. Auf den deutschen und ausländischen Flughäfen hatte zu der Zeit keine Halle eine größere Toröffnung als 40 m. Erfreulicherweise wurde jedoch für die Bremer Halle beschlossen, keine Mittelstütze in der Toröffnung anzuordnen, sondern eine freie Toröffnung von 80 m zu schaffen. Diese Konstruktionsänderung, mit der Bremen bahnbrechend vorgegangen ist — Hamburg ist inzwischen dem Beispiel gefolgt[1]) — und die den verhältnismäßig geringen Mehraufwand von rd. 10 000 R.-M. bedingte, erweist sich schon jetzt als richtig. Auf dem Flug-

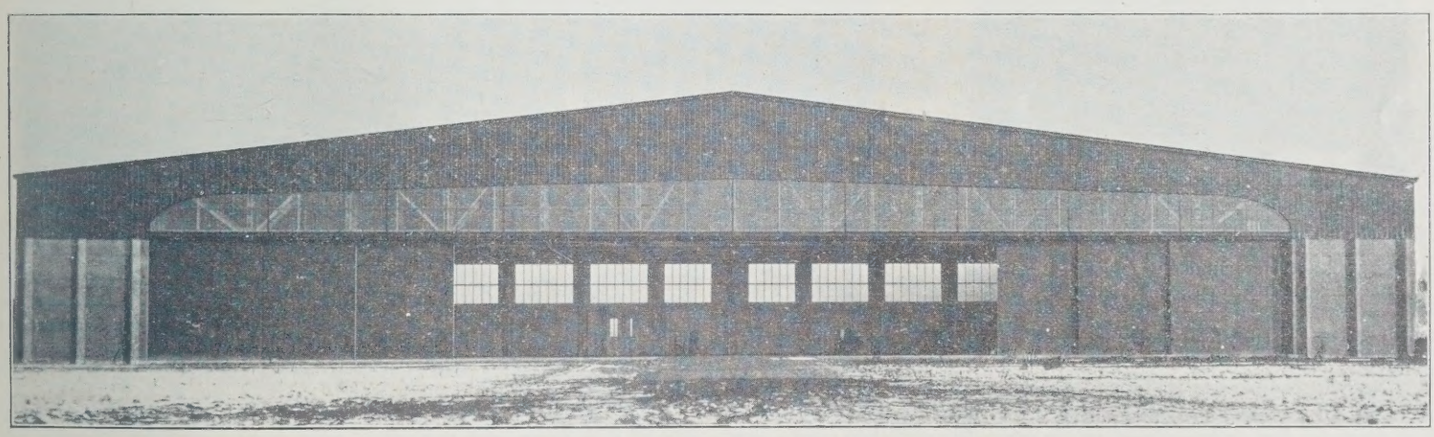


Abb. 1. Vorderansicht der Halle.

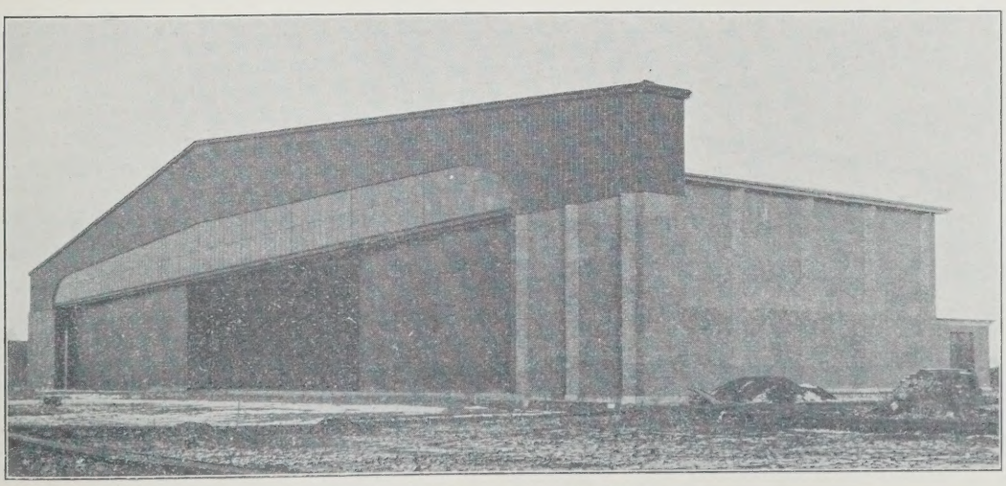


Abb. 2 Seitenansicht der Halle.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 22, S. 311.

hafen verkehren schon jetzt Flugzeuge mit über 30 m Spannweite und nach teilweise schon weit durchgearbeiteten Plänen der deutschen Flugzeugindustrie ist damit zu rechnen, daß in nächster Zukunft Großflugzeuge mit über 50 m Spannweite tägliche Gäste auf den großen Flughäfen sein werden. Ob für die Großflugzeuge der nächsten Jahre eine lichte Tor- und Hallenhöhe von 8 m und eine Hallentiefe von 30 m genügen oder ob hierfür in Zukunft bei neuen Hallen größere Maße zu wählen sein werden, bedarf sehr der Überlegung.

Die neue Bremer Halle stellt einen typischen Industriebau dar. Sie ist gegründet auf Bündeln von Eisenbetonpfählen, auf die durch ein durchgehendes Eisenbetonfundament die Lasten übertragen werden. Der Baugrund ist sehr ungünstig — 2,0 bis 3,0 m Ton mit unterlagerndem, außerordentlich wenig tragfähigem feinen Schwemmsand — und verlangte die Verwendung von 140 Stück 12 m langen Eisenbetonpfählen. Die Abb. 1 u. 2 zeigen Vorder- und Seitenansicht der Halle; in Abb. 3 ist ein Bündel von aufgeschlagenen Eisenbetonpfählen vor dem Einbringen des Fundamentbetons

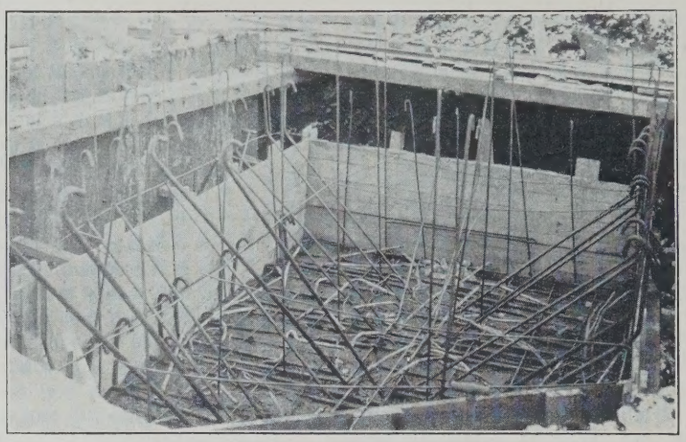


Abb. 3. Bündel von Eisenbetonpfählen vor dem Einbringen des Betons.

Kassettenplatten, die mit teerfreier Pappe mit aufgepreßtem Aluminiumüberzug (Tropenstrapazoid der Firma A. W. Andernach, Beuel a. Rh.) abgedichtet sind, wird von einem eisernen Pfettenbelag getragen, der auf eisernen Fachwerkträgern ruht, die auf den Frontträger und auf die Ständer der Rückwand aufgelagert sind. Der Frontträger ist in zwei parallel liegende Trapezträger von 10 m Scheitelhöhe aufgelöst, die als Balken auf zwei Stützen die Weite von 80 m freitragend überspannen (vergl. hierzu Abb. 5, 6 u. 7).

Der Konstruktion liegen zugrunde die Belastungsannahmen: Dachbelastung 200 kg/m², Winddruck 150 kg/m² und die zulässige Beanspruchung: Flußeisen entsprechend dem preußischen Ministerialerlaß II 9. 156 vom 25. Februar 1925 1400 kg/cm² bezw. 1600 kg/cm²; Pfahlbelastung 35 t.

Der Aluminiumüberzug der Dachpappe bildet dank seiner leuchtend weißen Farbe ein vorzügliches Erkennungsmittel für die Flieger und hat außerdem den Vorteil, daß er die Sonnenstrahlen zurückwirft und dadurch selbst bei voller Sonnenbestrahlung unter dem Hallendach eine verhältnismäßig niedrige Temperatur entstehen läßt und die Gefahr einer Explosion der unter dem Dach sich ansammelnden Benzindämpfe stark herabmindert.

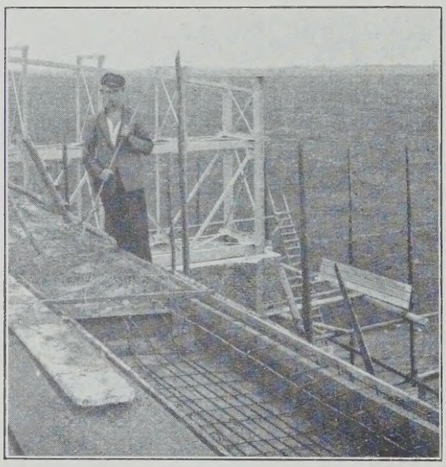


Abb. 4. Herstellung des Eisenbeton-Dachgesimses der Halle.

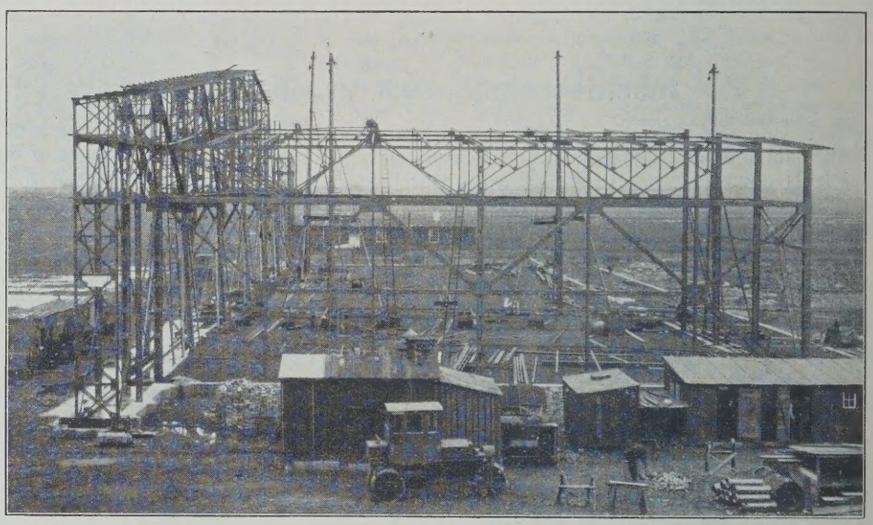


Abb. 5. Seitenansicht der Eisenkonstruktion.

und in Abb. 4 ist die Herstellung des Eisenbeton-Dachgesimses der Halle wiedergegeben.

Die Seitenwände der Halle sind eiserne Strebefachwerke. Die Rückwand ist ein eisernes Ständerfachwerk. Die Fachwerke sind mit Klinkern ausgemauert. Aus architektonischen Gründen ist außerdem noch eine Klinkerverblendung vorgesetzt. Die Abdeckung der Halle aus Bimsbeton-

Die Toröffnung von 80 m wird geschlossen durch zehn Schiebetore von je 8 m Breite und 8 m Höhe. Die Tore laufen auf Schienen und werden in die seitlich der Toröffnung angeordneten beiden Tornischen

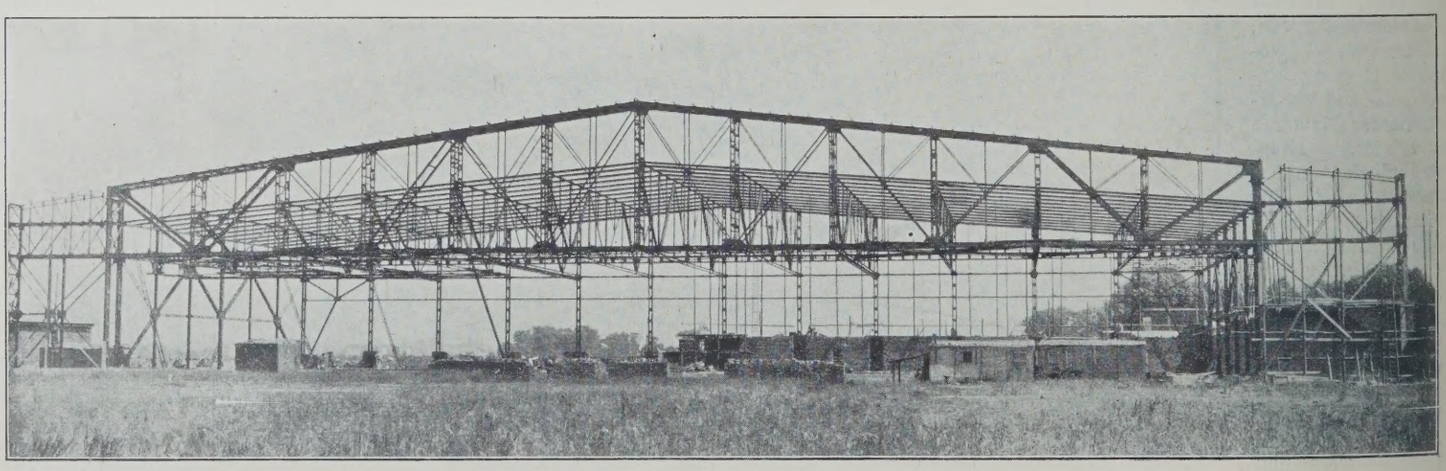


Abb. 6. Eisenkonstruktion. Vorderansicht.

ausgefahren. Trotz des Gewichtes von rd. 6400 kg für jedes Tor lassen sich dank der Anordnung gut wirkender Kugellager die Tore von Hand gut bewegen. Sollte sich indeß die nachträgliche Anbringung einer elektrisch angetriebenen Bewegungsvorrichtung der Tore noch als erwünscht herausstellen, so macht das keine Schwierigkeiten. Die natürliche Belichtung der Halle geschieht durch je ein breites Glasband an der Vorder- und Rückwand. Oberlicht ist vermieden worden, weil die Unterhaltung der Dichtung immerhin etwas unbequem ist. Für die künstliche Belichtung der Halle sind 12 Stück elektrische Lichtstrahler mit 200 Wattverbrauch angebracht. Der Hallenfußboden ist mit hochkant gestellten Straßenklinkern auf kräftiger, abgewalzter Schlackenunterlage befestigt.

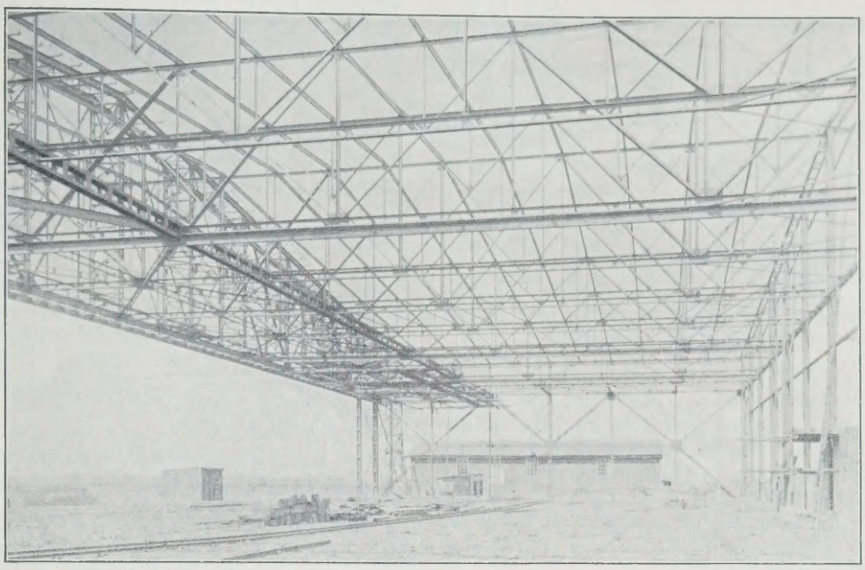


Abb. 7. Innenansicht der Eisenkonstruktion.

Die Gesamtbaukosten der Halle betragen rd. eine halbe Million R.-M. Es sind rd. 270 t Eisenkonstruktion, rd. 300 m³ Eisenbeton und rd. 650 m³ Klinkermauerwerk eingebaut. Die Arbeiten für die Herstellung der Halle wurden öffentlich ausgeschrieben. Sie sind zwei Bremer Firmen übertragen worden, und zwar die gesamte Eisenkonstruktion der Firma Schellhaas & Druckenmüller und die übrigen Arbeiten, insbesondere also die Gründung, die Wände, der Fußboden und die Bedachung der Firma Schäffer & Co.

Vor der neuen Halle und den vorhandenen Gebäuden ist ein 50 m breiter, 250 m langer, besonders befestigter Vorplatz mit einer gewalzten Schotterdecke auf schwerem Unterbau aus Bauschutt und Packlage hergestellt. Der ganze Vorplatz hat Oberflächenteerung erhalten.

Der Bremer Flughafen, dessen Ausbau durch die Inbetriebnahme der neuen Halle einen bedeutenden Schritt weiter gekommen ist, hat zurzeit eine zum Landen und Starten nutzbare Fläche von 600 m Länge und 600 m Breite. Diese Fläche soll auf 1000 m Länge und 1000 m Breite vergrößert werden. Der ganze Platz ist gründlich drainiert, eingeebnet und mit einer abgewalzten Schlackendecke befestigt. Erfreulicherweise ist dank des vorhandenen guten Tonbodens die mit Schlakken überschüttete Grasnarbe über Erwarten schnell und kräftig durch die Schlacke hindurch gewachsen, so daß der Platz jetzt bei vorbildlicher Trockenheit und Festigkeit, die von den Fliegern sehr angenehm empfundene Grasnarbe hat. Die Befestigungsart des Bremer Flugplatzes wird von sachverständiger Seite allgemein als mustergültig gelobt. Der Platz erfreut sich dieserwegen und wegen seiner für das An- und Abschweben günstigen, durch keine nahen Gebäude beeinträchtigten freien Lage besonders bei den Flugzeugführern einer großen Beliebtheit. Auch bezüglich der Entfernung von dem Zentrum der Stadt steht der Bremer Flughafen günstiger da als die meisten andern großen Flughäfen. Der Platz ist mit Auto in etwa zehn Minuten vom Marktplatz zu erreichen und hat Eisenbahnanschluß. In nächster Zeit wird die Zufahrt zum Bremer Flughafen noch durch den Bau einer 25 m breiten Straße mit Straßenbahn wesentlich verbessert werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Druckverteilung im Baugrunde.

I. Die Ergebnisse neuerer Versuche.

Von Prof. Dr.-Ing. **F. Kögler,** Freiberg i. Sa., und Regierungsbauführer Dr.-Ing. **Scheidig,** Langenhessen.

(Schluß aus Heft 29.)

Ruhedruckprinzip. Das Ruhedruckmanometer hat die Aufgabe, den auf die Meßdosenmembran ausgeübten Druck zu messen, ohne daß überhaupt eine Bewegung der Membran auftritt.

Der Vorteil des Manometers mit beweglicher Quecksilbersäule, wie auch des Federmanometers, ist, daß sich nach Eintritt einer kleinen Bewegung das Gleichgewicht von selbst einstellt. Auf diesen Vorteil muß man verzichten, wenn man eine Bewegung der Membran verhindern will. An Stelle der selbsttätigen Druckanzeige tritt eine Bedienung jedes einzelnen Druckmessers von Hand, um den erforderlichen Gegendruck herzustellen. Dadurch wird die Apparatur verwickelt und die Messung sehr umständlich.

Eine Verminderung der Membraneinsenkung kann man auf die Art erreichen, daß man mehrere einfache Manometer, z. B. vier, hintereinander schaltet (Abb. 12b). Die Größe der Einsenkung beträgt dann nur noch $^1/_4$ von der des einfachen Manometers.

Stellt man den Gegendruck durch eine Quecksilbersäule mittels Standrohrs und Quecksilberpumpe (Abb. 12c) her, so wird man beim Öffnen des Hahnes *H* die Membraneinsenkung vollständig vermeiden können, wenn der Gegendruck richtig eingestellt war. Da der Druck jedoch unbekannt ist, lassen sich erhebliche Einstellfehler und damit Membranbewegungen nicht vermeiden. Der Ruhedruck kann nur durch mehrmaliges Probieren gefunden werden.

Durch Kombination der Manometerformen *b* und *c* erhält man ein Ruhedruckmanometer, mit dem man selbst bei größeren Einstellfehlern des Gegendruckes Membraneinsenkungen der Meßdose nahezu vollständig vermeiden kann.

Die Ruhedruckmanometer haben sich ebenfalls gut bewährt. Infolge ihrer umständlichen Bedienungsweise wird man sie aber nur dort anwenden, wo sich das Schutzdosenprinzip nicht durchführen läßt, z. B. bei Messung des Sohldruckes unter starren Belastungskörpern. Doch lassen sie sich auch in die Schüttung einbauen; man kommt dann mit erheblich weniger Meßdosen aus.

Zusammenfassung der Erfahrungen über Druckmessung in Schüttungen: Eine in die Schüttung eingebaute Meßdose bleibt stets ein Fremdkörper, der die Formänderungen der Schüttung und damit die Druckverteilung beeinflussen kann. Es lassen sich folgende Fälle unterscheiden:

α. Ist die Meßdose nachgiebiger als die Schüttung, so geht der Kraftstrom an ihr vorbei (Glockenbildung!). Die Druckanzeige wird zu gering.

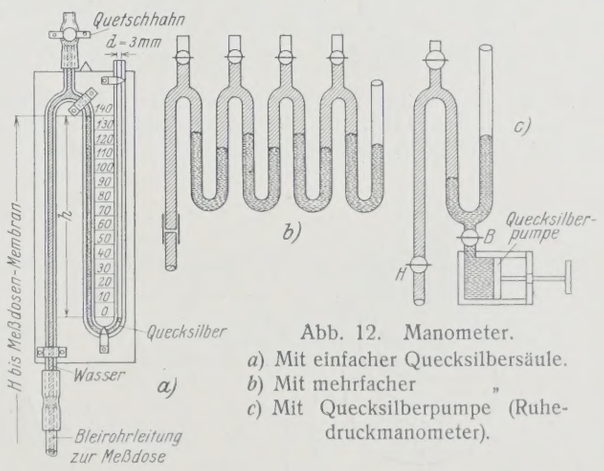


Abb. 12. Manometer.
a) Mit einfacher Quecksilbersäule.
b) Mit mehrfacher „
c) Mit Quecksilberpumpe (Ruhedruckmanometer).

β. Ist die Meßdose weniger nachgiebig als die Schüttung, so zieht sie die Kraftlinien in sich hinein; sie wirkt in der Schüttung gewissermaßen wie eine Eiseneinlage im Eisenbeton. Die Druckanzeige wird zu groß erhalten.

γ. Ist die Meßdose „überstarr", d. h. muß mit einer kleinen Gegenbewegung gegen den Sand gearbeitet werden, so macht sich der „passive Erddruck" geltend; die Druckanzeige wird viel zu groß erhalten.

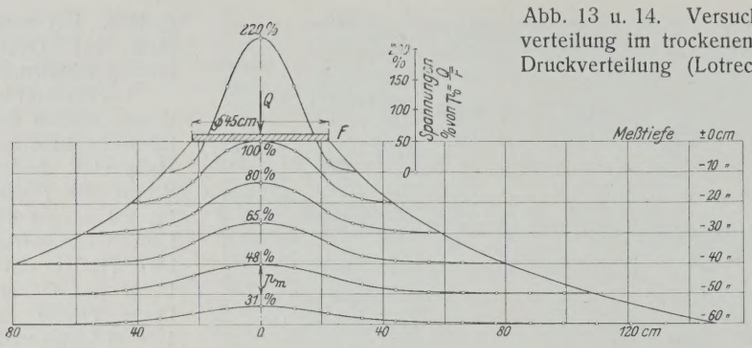


Abb. 13.

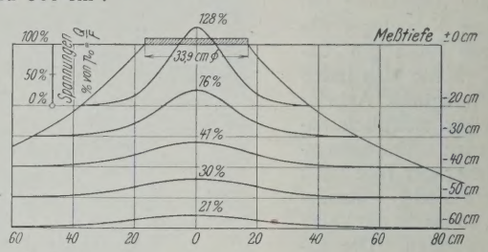


Abb. 14.

Abb. 13 u. 14. Versuche Kögler - Scheidig. Prozentkurven der Druckverteilung im trockenen Sande für verschiedene Tiefen. Grenzkurve der Druckverteilung (Lotrechter Druck). $p_0 = 0{,}35$ kg/cm²; Lastflächen 1580 und 900 cm².

δ. Die Einsenkung der Meßdosenmembran bleibt auf die Druckmessung ohne wesentlichen Einfluß, wenn sie gerade so groß ist wie die Formänderung der Schüttung an dieser Stelle, wenn die Meßdose nicht vorhanden wäre. Obwohl diese Forderung praktisch nicht streng zu erfüllen ist, so kommen unsere Meßvorrichtungen ihr doch dem Wesen nach nahe. Die gute Übereinstimmung der Einzelwerte wie auch die Rechnungskontrolle der gesamten gemessenen Bodenreaktion haben ihre Brauchbarkeit und Zuverlässigkeit bewiesen.[15])

4. Die Belastungskörper. Die örtliche Belastung der Sandschüttung wurde durch einen eisernen Behälter mit dickem Boden erzielt; durch Füllung mit Wasser konnten die Bodenpressungen stetig geändert werden. Unter dem Behälter lagen die Lastübertragungskörper aus Holz, Eisen und Beton. Die Last wirkte stets an der Oberfläche der Schüttung.

b) Das Versuchsverfahren.

Nach dem Einbau der Meßdosen in einer wagerechten Ebene auf einer Sandunterlage von etwa 20 cm wurden zunächst sämtliche Manometer abgelesen. Auf diese „Nullablesung", d. h. Ablesung ohne jede Belastung der Meßdose, waren dann alle weiteren Ablesungen zu beziehen. Vor jeder Neuschüttung wurde die Nullablesung wiederholt. Nach Einbringen des Sandes in mehreren 10 cm hohen Lagen bis zur gewünschten Höhe wurde nach dem Glätten und Abziehen der Oberfläche wieder abgelesen. Die Differenzen der Ablesungen ergaben die Eigenspannungen der Schüttung. Hatte sich die Schüttung mehrere Tage gesetzt und „beruhigt", so wurde abermals abgelesen.

Der Belastungskörper allein, ganz vorsichtig auf die Oberfläche der Schüttung aufgesetzt, ergab die erste Belastungsstufe. Der Bodendruck an der Sohlfläche des Belastungskörpers, $p_0 = Q : F$ (die Last Q gleichmäßig auf die ganze Fläche F verteilt angenommen) betrug 0,150 kg/cm² bis zu 1,05 kg/cm². Die weiteren Laststufen lieferte dann die Füllung des Behälters mit Wasser, bis die Meßgrenze der Manometer erreicht war oder Formänderung durch Auftrieb eintrat. Bei jedem Belastungsstadium wurden die vom Druck betroffenen Manometer abgelesen. Gemessen sind die senkrechten Komponenten in der Schüttung. Die Druckanzeigen von Dosen gleicher Entfernung von der Achse faßte man zu einem Durchschnittswert zusammen; dabei lagen die einzelnen Messungswerte meist innerhalb 10% Abweichung von ihrem Mittel.

Zur Verwendung kamen starre und biegsame, kreisrunde und quadratische Lastplatten von 900, 1580, 7700 und 10000 cm² Grundfläche, die mittig und außermittig, gleichförmig oder durch eine Einzellast in der Mitte oder randig belastet wurden. Die Schüttungshöhen betrugen 10, 20, 30, 40, 50, 60 cm.

c) Die Versuchsergebnisse.

1. Versuchsergebnisse für kleinere Belastungsflächen.

Sämtliche Versuche haben, was die Gestalt der Druckverteilungskurven anbelangt, grundsätzlich die gleichen qualitativen Ergebnisse geliefert, wie sie die Belastungsfälle der Abb. 13 u. 14 darstellen. Die Belastungsgrundfläche ist kreisrund und verhältnismäßig klein; der Belastungskörper darf als starr angesehen werden. Im einzelnen ergab sich folgendes:

1. In allen wagerechten Ebenen in verschiedener Tiefe unter der Sohlfläche des Belastungskörpers zeigt sich dasselbe charakteristische Bild der Druckverteilung: die Spannungen im äußeren Bereiche der gedrückten Fläche sind außerordentlich gering gegenüber den Werten in der Mitte der Fläche. Die in der Baupraxis angenommene gleichmäßige Druckverteilung ist nirgends vorhanden; der Querschnitt des Spannungshaufens hat eine der Wahrscheinlichkeitskurve ähnliche Gestalt.

2. Bei wechselnder Größe der Belastung haben sich bei den bisherigen Versuchen die lotrechten Komponenten des Druckes an irgend einer Stelle der Schüttung mit hinreichender Genauigkeit proportional der aufgebrachten Last ergeben. Die oben wiedergegebenen Versuche in Pennsylvania habe das gleiche festgestellt; aus den Versuchsergebnissen Goldbecks kann man es ebenfalls ableiten. Die Proportionalität gilt, solange kein Gleiten im Sande eintritt. Beginnt der Belastungskörper ruckweise unter Wellenbildung an der Oberfläche und unter seitlich und nach oben gerichtetem Ausweichen des Sandes einzusinken, dann nehmen die Drücke in der Achse und in der Nachbarschaft der Lastwirkungslinie (Mittendrücke p_m) stärker zu, als der vorerwähnten Proportionalität entspricht. Wir beschränken uns im folgenden auf den praktisch wichtigen Bereich unterhalb der Gleitgrenze; für ihn kann das Proportionalitätsgesetz mit hinreichender Genauigkeit als gültig erwiesen gelten.

3. Führt man den Quotienten $p_0 = Q : F$ aus Gesamtlast und Lastfläche ein, der als „gleichförmig verteilt gedachter Sohldruck unter der Lastplatte" zu deuten ist, und drückt man den an irgend einer Stelle der Schüttung gemessenen, von der örtlichen Belastung herrührenden lotrechten Druck in Hundertteilen von p_0 aus, so erhält man als Folge des Proportionalitätsgesetzes die für alle Belastungen innerhalb der Gleitgrenze gültigen Prozentkurven der Abb. 13 u. 14.

4. Da der Rauminhalt des Spannungshaufens gleich der aufgebrachten Last Q sein muß, so folgt aus der eigenartigen Gestalt der Spannungsverteilungskurve, daß der Mittendruck p_m in geringen Tiefen unter der Sohlfläche des Lastkörpers größer als p_0 wird. Im Falle der Abb. 13 ist p_m in 10 cm Tiefe 220% von p_0 gemessen worden, nach Abb. 14 in 20 cm Tiefe noch zu 128% von p_0.

5. Aus der Tatsache, daß der Mittendruck p_m mit der Tiefe abnimmt, darf man rückwärts folgern, daß er nach oben hin noch wächst, daß er also an der Sohle des Belastungskörpers wahrscheinlich noch größer sein wird als 220%. Es ergibt sich in der Sohlfläche eine Druckverteilung, wie sie in Abb. 15 u. 16 über der Sohlfläche gezeichnet ist. Sie ist auch durch unmittelbare Messungen in der Sohlfläche bestätigt worden. Hiernach steht fest, daß unter der Sohle eines starren Belastungskörpers, wie er beim Versuche verwendet worden ist, keineswegs eine gleichmäßige Verteilung des Bodendruckes herrscht, sondern daß der Druck von einem hohen Größtwerte in der Mitte ($p_m \approx 2{,}5\, p_0$) nach dem Rande zu rasch abfällt bis zu einem sehr kleinen Werte am Rande selbst, dessen Größe

[15]) Weitere Einzelheiten und Erfahrungen über die Meßvorrichtung finden sich in: Scheidig, Die Verteilung senkrechter Drücke in Schüttungen. Dissertation, Freiberg i. Sa., 1926.

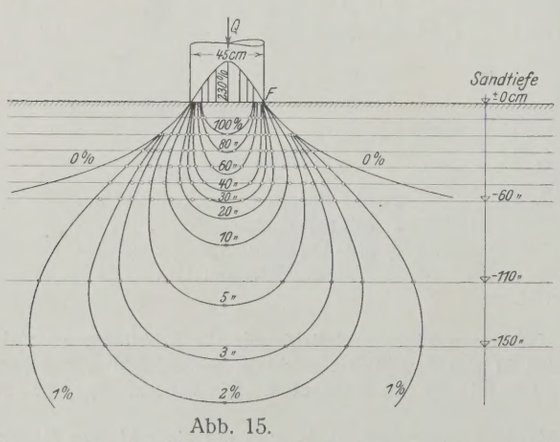


Abb. 15.

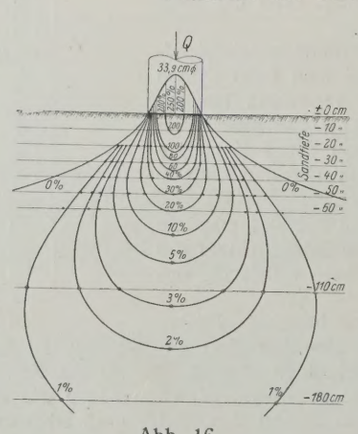


Abb. 16.

Abb. 15 u. 16. Kurven gleichen lotrechten Druckes (Isobaren). Zu den Belastungsfällen der Abb. 13 u. 14.

von den Randbedingungen abhängt. Wenn der Körper auf der Oberfläche der Schüttung aufsitzt, wie beim Versuch, kann der Randwert praktisch gleich Null gesetzt werden; er wächst mit zunehmender Gründungstiefe.

6. Aus den Prozentkurven der Abb. 13 u. 14 lassen sich ohne weiteres die „Kurven gleichen Druckes" entwickeln, die zu der Isobarendarstellung der Druckverteilung in Abb. 15 u. 16 führen. Die Werte unterhalb einer Tiefe von 60 cm sind hier nach den Formeln von Strohschneider und Boussinesq berechnet. Die im oberen Teile der Schüttung gemessenen Spannungen gehen in die berechneten zwanglos über. Auch aus den Isobaren ergibt sich das oben geschilderte Druckverteilungsbild unter der Sohle.

Die Darstellung der Isobaren findet sich an verschiedenen Stellen der Literatur, aber in Anlehnung an die Darstellung der amerikanischen Versuche unrichtig. Die in Pennsylvania[16]) ermittelte Kurvenschar ist nämlich falsch, weil alle Isobaren im Lastrande mündend gezeichnet sind; richtige Darstellung vergl. Abb. 15 u. 16. Die Annahme einer gleichförmig verteilten Bodenreaktion in der Sohlfläche scheint aber auch für Terzaghi[17]) so selbstverständlich gewesen zu sein, daß er die Abbildung ohne weiteres als richtig angesehen hat. Die von ihm gebrauchte Bezeichnung „% des maximalen Bodendruckes" bedarf ebenfalls der Berichtigung, es muß „% des mittleren (gleichförmig angenommenen) Sohldruckes" heißen. Die Isobarendarstellung nach dem amerikanischen Muster hat auch Stern in die Erläuterungen zum österreichischen Normenentwurf[18]) übernommen; dabei ist außerdem der Hinweis unterblieben, daß die Ergebnisse nur für kleine Lastkörper gelten; die Übertragung auf große Lastkörper ist aber nicht ohne weiteres zulässig; siehe nachstehend.

7. Die Grenzfläche der Druckverteilung verläuft im Meridianschnitt so, wie es die Abb. 13 bis 16 zeigen. Auf ihre Ermittlung ist bei unseren Versuchen besonderer Wert gelegt worden, da die Apparaturen der Amerikaner für die Messung dieser kleinen Drücke durchweg zu unempfindlich waren. Für verschiedene Sandtiefen h ergaben sich die Grenzwinkel φ_0 gegen die Lotrechte, am Lastrande gemessen, zu:

$h =$ 0 cm	$\varphi_0 = 35°$	gemessen	$h =$ 60 cm	$\varphi_0 = 65°$	gemessen
$h =$ 10 „	$= 40°$	„	$h =$ 70 „	$= 70°$	„
$h =$ 20 „	$= 45°$	„	$h =$ 80 „	$= 75°$	„
$h =$ 30 „	$= 50°$	„	$h =$ 90 „	$= 80°$	geschätzt
$h =$ 40 „	$= 55°$	„	$h =$ 100 „	$= 82°$	„
$h =$ 50 „	$= 60°$	„	$h =$ 110 „	$= 85°$	„

Die Grenzkurve der Druckverteilung hat am Rande des Belastungskörpers also eine Neigung von 35° gegen die Lotrechte und wird mit zunehmender Tiefe immer flacher; in einer gewissen Tiefe t_1 scheint sie sich asymptotisch der Wagerechten zu nähern. Die obengenannten Grenzwinkel haben sich als unabhängig von der Belastung p_0 und von der Größe der Belastungsfläche erwiesen. Wohl aber hängen sie von der Gründungstiefe und von der relativen Dichte der Schüttung ab. Darüber später.

Die Grenzkurve der Druckverteilung paßt sich in die Isobarenschar gut ein und vervollständigt das Spannungsbild unter einer örtlichen Belastung, die durch einen starren Lastkörper mäßiger Größe hervorgerufen wird und die Schüttung nicht über die Gleitgrenze beansprucht.

2. Versuchsergebnisse für größere Belastungsflächen; Einfluß der Plattensteifigkeit.

Auf die Frage, welche Gestalt die Druckverteilungskurven annehmen, wenn die Lastplatte größere Abmessungen erhält, soll später im Zusammenhange mit in gleicher Richtung liegenden weiteren Betrachtungen eingegangen werden. Hier sei zunächst nur folgendes festgestellt:

Von erheblichem Einfluß auf die Spannungsverteilung ist die Steifigkeit der Platte oder des Körpers, der die örtliche Last in den Sand überträgt. Die Abb. 17 u. 18 geben den Vergleich zwischen drei sehr verschieden steifen Platten bei der Messung der Drücke in 40 cm bezw. 10 cm Tiefe.

Die eisernen Belastungsplatten haben einen Durchmesser von 99 cm und eine Stärke von 2,5 cm. Sie wurden mit einem Lastkörper von 45 cm Durchmesser belastet; im Falle A der Abb. 17 ohne Zwischenlage, im Falle B mit eisernen Zwischenplatten von 2,0 und 2,5 cm Stärke und im Falle C mit einer Betonplatte von 12 cm Stärke und einer eisernen Platte von 2 cm Stärke als Zwischenschicht.

Das gleiche gilt für die Abb. 18. Es zeigt sich deutlich, daß in den Fällen A der Mittendruck p_m sehr viel größer ist als in den Fällen B und C und daß die Druckverteilung nicht so weit nach außen hin geht. Die Platte biegt sich bei der Belastung nach Fall A in der Mitte nach unten durch und drückt infolgedessen an ihrem Rande weniger auf den Sand.

Solange eine Platte als „starr" angesehen werden darf, ist es natürlich gleichgültig, ob man eine Einzellast in der Mitte oder nahe am Rande ringsherum verteilt aufbringt. Dagegen ist eine biegsame Platte äußerst empfindlich und erzeugt eine Druckverteilung, die die Art der Belastung sehr genau widerspiegelt. Abb. 18a zeigt die charakteristische Form der Druck-

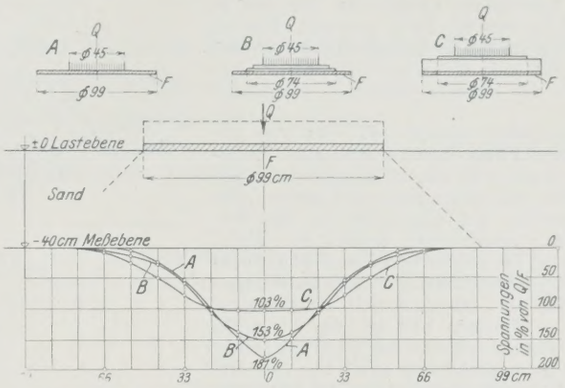


Abb. 17. Druckverteilung in 40 cm Tiefe, unter Platten verschiedener Steifigkeit bei gleicher Größe und gleicher mittiger Belastung. *A*) Eisenplatte, $EJ = 2{,}8 \cdot 10^8$ kgcm²; *B*) drei Eisenplatten; *C*) Betonplatte und Eisenplatte, $EJ = 19{,}3 \cdot 10^8$ kgcm². Schüttung: Sand, $p_0 = 0{,}15$ kg/cm².

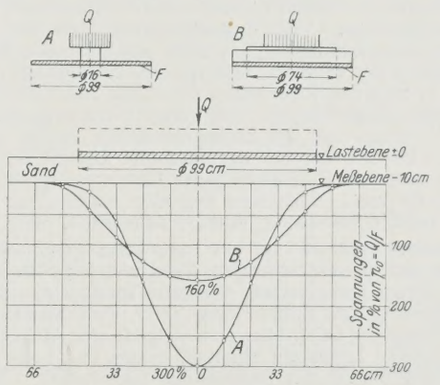


Abb. 18. Dasselbe wie Abb. 17, in 10 cm Tiefe. *A*) Eisenplatte, $EJ = 2{,}8 \cdot 10^8$ kgcm²; *B*) Beton- und Eisenplatte, $EJ = 19{,}3 \cdot 10^8$ kgcm². Schüttung: Sand, $p_0 = 0{,}11$ kg/cm².

verteilungskurve für eine mittige Einzellast auf biegsamer Platte mit dem bemerkenswert hohen Gesamtwerte in der Mitte ($p_m \approx 3\,p_0$). Abb. 19 gibt die Druckverteilung in 20 cm Tiefe unter einer Randlast auf biegsamer Platte; die Lage der Belastung beeinflußt hier in höchstem Maße den Ort des Spannungsgrößtwertes, der nicht unter der Last liegt, sondern etwas nach der Mitte hin; in Plattenmitte selbst ist die Spannung sehr gering. Aus den Spannungen in 20 cm Tiefe ist die wahrscheinliche Druckverteilung unter der Sohlfläche abgeleitet.

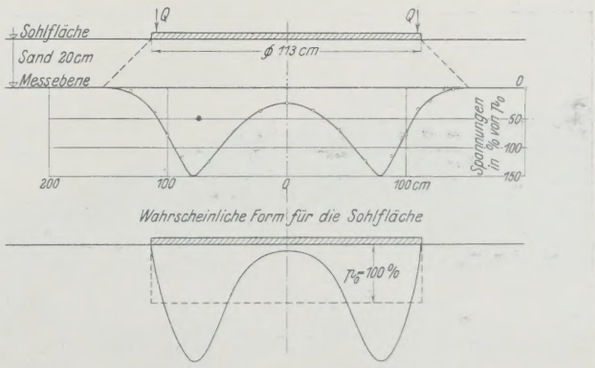


Abb. 19. Druckverteilung unter einer elastischen Platte bei randiger Belastung.

Schluß. Weitere Ergebnisse und Beobachtungen sollen in den in dieser Zeitschrift demnächst folgenden weiteren Aufsätzen im Zusammenhange mit theoretischen Betrachtungen und für die Praxis bestimmten Ableitungen über die Druckverteilung im Baugrunde gegeben werden.

---

[16]) Eng. Rec. 1914 I. S. 608 und 1915 I. S. 330. Bericht darüber: Org. f. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1915, S. 33 u. 376.

[17]) „Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage", Leipzig 1925, S. 228.

[18]) Stern, Belastung des Baugrundes. „Sparwirtschaft", Beilage des Oenig 1925, Heft 7, S. 70, sowie 1927 als Sonderheft.

Vermischtes.

Die Wasserkraftanlage Lappin bei Danzig. Die Ende Januar 1927 in Betrieb genommene Wasserkraftanlage Lappin ist die zweite Staustufe des Radaunewerkes der Freien Stadt Danzig, die das letzte, oberhalb der Staustufe Bölkau noch auf Danziger Gebiet vorhandene Gefälle der Radaune in einer Höhe von rd. 14 m ausnutzt. Ebenso wie die umfangreichen Anlagen der Staustufe Bölkau ist auch die Wasserkraftanlage Lappin von der Siemens-Bauunion ausgeführt worden.

Nach dem Maiheft 1927 der von der genannten Firma herausgegebenen Mitteilungen wurden die Bauarbeiten im Juli 1925 begonnen und gegen Ende des Jahres 1926 fertiggestellt. Im Gegensatz zu den Anlagen der Ausbaustufe Bölkau — Wehr, Werkkanal, Sammelbecken, Eisenbetondruckrohrleitung, Krafthaus und Unterwasserregelung, die dort räumlich weit auseinanderliegen, — drängen sich bei der Staustufe Lappin alle Bauarbeiten auf verhältnismäßig engem Raum zusammen (Abb. 1). Die örtlichen Verhältnisse gestatteten die Erfassung des verfügbaren Gefälles durch einen Staudamm im Flußtal der Radaune bei Lappin dicht oberhalb des Wehres Bölkau und die Schaffung eines Staubeckens von rd. 100 000 m³ Inhalt.

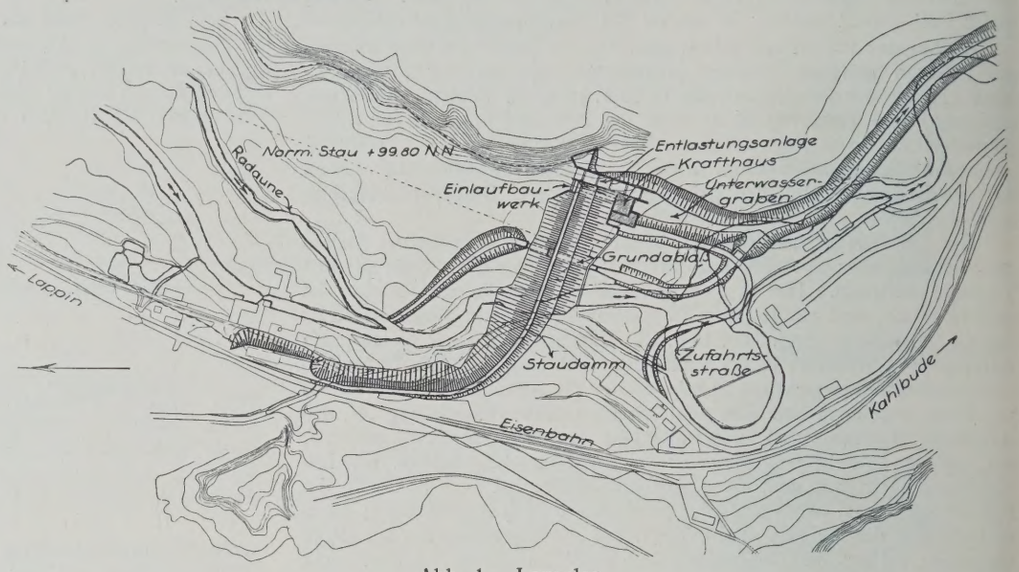


Abb. 1. Lageplan.

In dem Staudamm eingebaut liegen dicht neben dem alten Flußbett der Grundablaß und am linken Talhang das Einlaufbauwerk und die Hochwasserentlastungsanlage. Vom Einlaufbauwerk führt ein kurzes Eisenbetondruckrohr zum Krafthause, das dicht am Fuße des Staudammes errichtet ist. Neben der verdeckt verlegten Druckrohrleitung und dem Krafthause ist das in mehrere Höhenstufen unterteilte Absturzbecken der Hochwasserentlastungsanlage gelegen. Ein kurzer Unterwassergraben führt das Wasser vom Krafthaus und der Entlastungsanlage zurück in das Flußbett der Radaune. Ebenso wie bei der Staustufe Bölkau ist auch hier das Flußbett dicht unter der Einmündung des Unterwassergrabens beträchtlich vertieft und durch zwei Durchstiche begradigt worden, um das am Unterlauf liegende Gefälle vollständig nutzbar zu machen.

Der Staudamm (Abb. 2) ist ein lagenweise geschütteter Erddamm, Da der Untergrund aus durchlässigem Sand und Kies besteht, die nur in größerer Tiefe durch unregelmäßig gelagerte Tonschichten durchsetzt sind, war die Abdichtung des Staubeckens unter dem Staudamm besonders wichtig. Der Damm hat daher über dem Gelände eine Abdichtung aus einem schräg vorgelagerten Lehmkern erhalten, dessen Fuß noch mehrere Meter tief in das Erdreich unter der Beckensohle hineinreicht. Nach unten hin wird der Lehmkern durch eine bis zu 8 m lange hölzerne Spundwand fortgesetzt, die in die Tonschichten hineingreift. Als weitere Sicherheit zur Abdichtung des Beckens hat der Lehmkern in Geländehöhe noch eine wagerechte Verbreiterung, einen „Lehmteppich", erhalten. Diese Dichtungsmaßnahmen haben sich seit der Inbetriebnahme als zweckmäßig erwiesen; der Staudamm ist bisher undurchlässig geblieben. Das Krafthaus wurde bei den im Untergrund vorhandenen Schwimmsandschichten durch eine eiserne Spundwand bis zu 17 m Länge gesichert.

Die Hochwasserentlastungsanlage am linken Talhang besteht aus einer 10 m breiten Öffnung, durch die die Hochwassermengen, im Höchstfalle bis zu 60 m³/Sek., abgeführt werden. Ein Segmentschütz verschließt die Öffnung und hält durch eine Schwimmregelung den festgesetzten Stau selbsttätig auf gleicher Höhe.

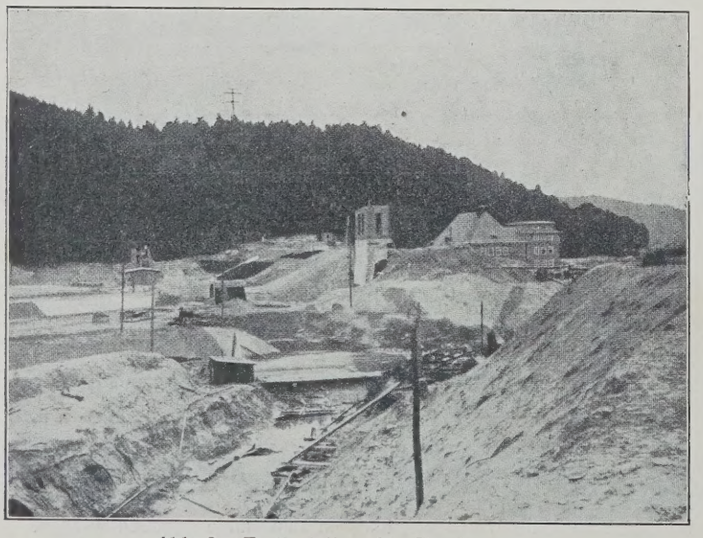


Abb. 2. Fertigstellen des Staudammes.

Technische Hochschule Aachen. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Hütteningenieur Dr. jur. h. c. Emil Mayrisch in Luxemburg, in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Entwicklung des Eisenhüttenwesens.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 10. Juli ausgegebene Heft 13 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Architekt Hans Jessen: Neubauten des Realgymnasiums in Berlin-Lichtenrade und des Landhauses B. in Berlin-Frohnau. — Architekt Gerhardt Jobst: Märkte in Batavia. — Konrad Strauß: Die Keramik im Dienste der Architektur.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Draesel, Mitglied der R. B. D. Stettin, als Mitglied zur R. B. D. Essen, Sommer, Mitglied der R. B. D. Königsberg (Pr.), als Mitglied zur R. B. D. Stettin, Knie, Dezernent der R. B. D. Regensburg, als Dezernent zur R. B. D. Augsburg und Gebhardt, Vorstand des R. B. A. Neu-Ulm, als Vorstand zum Reichsbahn-Bauamt Ingolstadt, die Reichsbahnräte Schröter, Vorstand des R. V. A. Halle (Saale), als Vorstand zum R. V. A. Frankfurt (Main), Kurt Müller, Vorstand des R. V. A. Paderborn, als Vorstand zum R. V. A. Halle (Saale), Widinger, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Eidelstedt, als Vorstand zum R. B. A. Eschwege, Kollmann, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Offenbach (Main), als Vorstand zum R. B. A. Halle (Saale) 1, Rempp, bisher bei der R. B. D. Altona, zum R. B. A. Hamburg, Hübner, bisher beim R. B. A. Hamburg, als Vorstand zum Reichsbahn-Neubauamt Eidelstedt, Metzig, bisher bei der R. B. D. Frankfurt (Main), als Vorstand zum Reichsbahn-Neubauamt Offenbach (Main), Mönch, bisher beim R. B. A. Cüstrin, zur R. B. D. Essen, Friedrich Richter, bisher beim Reichsbahn-Bauamt Leipzig 2, zur R. B. D. Trier, Kläger, bisher beim Reichsbahn-Bauamt Ulm, als Vorstand zum Reichsbahn-Neubauamt Tuttlingen, Molt, bisher beim Reichsbahn-Bauamt Calw, zum Reichsbahn-Neubauamt Tuttlingen, Reinhold Wagner, bisher beim Reichsbahn-Bauamt Schorndorf, zum Reichsbahn-Bauamt Ludwigsburg, Aichele, bisher beim Reichsbahn-Bauamt Böblingen, zum Reichsbahn-Neubauamt Stuttgart 1, Albert Grimm, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Ingolstadt, als Vorstand zum R. M. A. Passau und Paul Koeßler, bisher beim Z. M. A. der Gruppenverwaltung Bayern in München, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. München sowie die Reichsbahnbaumeister Eißenhauer, bisher beim R. B. A. Koblenz 2 (Bezirk Trier), zum R. B. A. Koblenz 1 (Bezirk Köln), und Helberg, bisher beim R. M. A. Freiburg (Breisgau), als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Brandenburg West.

Überwiesen: Reichsbahnrat Paul Werner, bisher als oberster Betriebsleiter zur Eisenbahngesellschaft Altona-Kaltenkirchen-Neumünster beurlaubt, zur R. B. D. Berlin; zum Reichsbahn-Bauamt Ulm: die Reichsbahnräte Hermann Enßlin, bisher Vorstand und Eugen Eger, bisher Hilfsarbeiter des aufgelösten Reichsbahn-Neubauamts Ulm.

In den Ruhestand getreten: die Reichsbahnräte Stierl, bisher Mitglied und Franz Peters, bisher Dezernent beim R. Z. A. in Berlin sowie der Reichsbahnamtmann Max Wenzel bei der R. B. D. München.

INHALT: Zum fünfzigjährigen Bestehen der Firma C. H. Jucho in Dortmund. — Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten. — Inbetriebnahme einer neuen Flugzeughalle auf dem Bremer Flughafen. — Druckverteilung im Baugrunde. (Schluß.) — Vermischtes: Wasserkraftanlage Lappin bei Danzig. — Technische Hochschule Aachen. — Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 22. Juli 1927. Heft 32

Berechnung gewölbter Talbrücken auf hohen, elastischen Pfeilern bei räumlichem Kraftangriff mittels des Formänderungsverfahrens.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ing. **Robert Schwarz**, Konstrukteur der Deutschen Technischen Hochschule in Brünn.

I. Allgemeines.

Im Zuge von Gebirgsbahnen oder -straßen gelegene hohe Talbrücken weisen häufig, meist begründet durch die Lage in scharfer Krümmung, bei geringen Feldweiten hohe und kräftige Pfeiler auf, die den Windkräften große Angriffsflächen bieten. Obgleich die Pfeiler, ihren Abmessungen entsprechend, diesen Einwirkungen ohne Überanstrengung standhalten können, sind sie doch, der elastischen Nachgiebigkeit wegen, nur mehr in der Lage, einen Bruchteil der von den anschließenden Bogen herrührenden Windlasten aufzunehmen. Bei geringer Felderzahl, kleinen Öffnungsweiten und sehr hohen Pfeilern ist selbst der Fall denkbar, daß umgekehrt ein Teil der Pfeilerwindkraft auf die Bogen übertragen wird. Demnach sind in den Gewölben derartiger Brücken jedenfalls stärkere Beanspruchungen zu erwarten, als der Annahme vollkommener Einspannung in den Pfeilerköpfen entsprechen würde. Für beiderseits eingespannte Bogenbrücken mit großem Pfeilverhältnis liegen mehrfach Untersuchungen für Windbelastungen vor,[1]) nach denen die zusätzlichen Windspannungen bei Stützweiten über 50 m den erheblichen Betrag von 20 bis 40% der Eigenlast- und Verkehrspannungen erreichen. Bei mehrfeldrigen Talbrücken treten schon bei geringen Lichtweiten, sobald die Pfeilerhöhen groß werden, recht beträchtliche Spannungen auf, und auch die für Bauwerke aus Stein, Beton oder Eisenbeton wichtigen Schubspannungen erreichen ansehnliche Werte.

Die Berechnung einer Bogenreihe auf Wind oder andere senkrecht zur Tragwand wirkende Lasten wird im folgenden derart durchgeführt, daß, vom Gleichgewicht der einzelnen Knotenpunkte des Systems ausgehend, zunächst die elastischen Verschiebungen festgelegt und damit nachträglich die zugehörigen Kraftwerte ermittelt werden. Das Verfahren, elastische Verformungen als Unbekannte aufzufassen, wird mehrfach bei Aufgaben der Statik und Festigkeitslehre angewendet, und derartige Rechnungsverfahren wurden auch zur Berechnung des durchlaufenden Bogens für Belastungen in der Tragwandebene von Engeßer[2]) und Ostenfeld[3]) aufgestellt. Dieses Verfahren gestattet, von beiderseits vollkommen eingespannten, also meist statisch bekannten Tragwerkteilen auszugehen und derart weiteraufbauend fortzuschreiten. Demnach werden auch der Berechnung einer Bogenreihe für Beanspruchungen senkrecht zur Tragwand die zum Teil bekannten[4]) Gleichungen des beiderseits eingespannten Bogenträgers zugrunde gelegt. Bei unsymmetrischen Bauwerken, die sich aus einzelnen symmetrischen Systemteilen zusammensetzen, wird es durch vorübergehende Festhaltung der Grenzknotenpunkte möglich, die Teilsymmetrie zur Vereinfachung des Rechnungsganges auszunutzen. Ferner lassen sich die Einflußlinien der Bogenreihe in einfacher Weise mit Hilfe von Systemfestwerten aus den entsprechenden Linien des eingespannten Bogens ableiten, ein Verfahren, das an anderer Stelle ausführlich besprochen werden soll. Die folgenden Betrachtungen behandeln die Berechnung für ständige Belastung.

Die elastischen Verformungen werden ermittelt mittels der Beziehung zwischen verhältnismäßiger Verdrehung und Moment. Bei Biegung gilt hinreichend genau die bekannte Gleichung:

$$\vartheta_b = \frac{M_b}{E\,J}.$$

Bezüglich des Drillungsmomentes kann eine ähnliche Beziehung aufgestellt werden, wobei der rechts stehende Ausdruck für rechteckige Querschnitte gilt.

$$\vartheta_t = \frac{M_t}{G\,J_1} = \psi' \cdot \frac{b^2 + h^2}{b^3\,h^3} \cdot \frac{M_t}{G}. \tag{1}$$

Hierbei ist ϑ_t der verhältnismäßige Drillungswinkel, M_t das Drillungsmoment, G das Gleitmaß, J_1 eine für den Querschnitt feste, von den Seitenlängen b und h des Rechteckes abhängige Größe.

$$J_1 = \frac{1}{\psi'} \cdot \frac{b^3\,h^3}{b^2 + h^2}. \tag{2}$$

Durch Versuche mit flußeisernen Stäben rechteckigen Querschnittes fand Brettschneider[5]) die geradlinige Abhängigkeit zwischen Drillungswinkel und Moment bestätigt und in guter Übereinstimmung mit der von St. Venant aufgestellten Theorie. Er ermittelte ψ' für Stäbe mit dem Seitenverhältnis $\frac{h}{b} = 1$ bis 6 als nahezu geradlinige Funktion dieses Verhältnisses und konnte hierfür folgende Gleichung angeben:

$$\psi' = 3{,}645 - 0{,}06 \cdot \frac{h}{b}. \tag{3}$$

Für die folgende Berechnung wird G als fester Wert angenommen. Wie die Bachschen Versuche[6]) zeigen, tritt erst bei Spannungsstufen über 12 kg/cm² die Abhängigkeit des Gleitmaßes von der Spannung deutlich hervor, und es genügt demnach bei kleineren Spannungen, mit einem unveränderlichen Wert G zu rechnen. Ferner werden in den weiteren Ableitungen die bei Drillung von eingespannten Trägern entstehenden Biegungsnormal- und -Schubspannungen außer acht gelassen und wird der Fall reiner Drillung vorausgesetzt. Die Normalspannungen[7]), die infolge Behinderung der Querschnittwölbung durch Einspannungen sowie durch streckenweise starke Änderung der Drillungsmomente auftreten, sind bei Trägern rechteckigen Querschnittes geringfügig. Die Normalspannungen[8]) infolge Angriffs der äußeren Drillungsbelastung längs der Oberfläche des Trägers (Windbelastung bei Bogenbrücken mit vollem Parapet) werden gleichfalls nicht berücksichtigt.

II. Knotenpunktgleichungen.

Um die Bedingungsgleichungen zur Lösung der vorliegenden Aufgabe aufzustellen, wird, wie eingangs erwähnt, von einem Grundsystem mit festliegenden, unbeweglichen Knotenpunkten ausgegangen. Ist das Tragwerk beliebig belastet, so wirken die Einspannungsmomente und Stützendrücke der einzelnen, beiderseits eingespannten Bogenöffnungen und Pfeiler auf die Knotenpunkte ein, und von den dort gedachten Klemmvorrichtungen müssen die entsprechenden Gegenmomente und Kräfte aufgebracht werden. Durch Lösen der Einspannungen wird der bestehende Gleichgewichtszustand gestört, die Knotenpunkte geben elastisch nach und bewegen sich in bestimmter Weise soweit fort, bis die notwendigen Widerstände

---

[1]) Hawranek, Berechnung von Bogenbrücken bei Beanspruchung in der Querrichtung. Mitteilungen des Deutschen Ingenieurvereines in Mähren 1917, Nr. 3. (Gmündertobel-Brücke. In dieser Abhandlung sind sechs weitere Quellen über Nebenspannungen von eingespannten Bogenträgern infolge Windbelastung angegeben.)

[2]) Engeßer, Über Bogenbrücken mit elastischen Pfeilern (Bogenreihen). Zeitschr. f. Bauw. 1901.

[3]) Ostenfeld, Berechnung statisch unbestimmter Systeme mittels der Deformationsmethode. Der Eisenbau 1921. — Ders., Die Deformationsmethode. „Bauingenieur" 1923.

[4]) Engeßer, Das elastische Tonnengewölbe als räumliches System betrachtet. Zeitschr. f. Bauw. 1909, S. 107. (Es wird sowohl der allgemeine Fall des unsymmetrischen als auch der Sonderfall des symmetrischen Bogens behandelt.)

Hawranek, Nebenspannungen von Eisenbetonbogenbrücken. Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft 27. Berlin 1919. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. (In diesem Buche befindet sich auch eine umfassendere Literaturzusammenstellung über räumliche Beanspruchungen von Bogenträgern.) — Ders., Berechnung von Bogenbrücken bei räumlichem Kraftangriff. Beton u. Eisen 1918, Heft 10 bis 18.

[5]) Brettschneider, Mitteilungen über Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Heft 121, S. 10.

[6]) C. v. Bach, Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Beton und Eisenbeton gegen Verdrehung. Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 16.

[7]) Bach-Baumann, Elastizität und Festigkeit, 9. Aufl., S. 364. Berlin. Verlag von Julius Springer.

Huber, Der Einfluß einer Einspannung bei einem I-Träger auf den Widerstand gegen Verdrehen. „Bauingenieur" 1925, Heft 5, S. 182.

Busemann, Formänderung durch Verdrehung. Z. d. V. D. I. 1911, S. 633.

Zschetsche, Das Torsionsproblem. Österreich. Wochenschr. f. öffentl. Baudienst 1912, S. 114.

A. Föppl, Bayerische Akademieberichte 1920. — Ders., Drang und Zwang, 2. Bd., S. 351.

[8]) Reiner, Über Torsion prismatischer Stäbe durch Kräfte, die auf den Mantel einwirken. Österreich. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1915, S. 354; auch Zeitschr. f. angewandte Mathem. u. Mech. 1925, S. 409.

wachgerufen und das Gleichgewicht des Tragwerkes wiederhergestellt ist. Werden die Knotenpunkte zwangsweise, mit Hilfe der Festhaltevorrichtungen in die richtige, endgiltige Lage gebracht, so sind hierzu Einwirkungen von entgegengesetzt gleicher Größe, wie sie früher zur Erhaltung der Einspannung notwendig waren, erforderlich. Die auf die Klemmen wirkenden Gesamtkräfte verschwinden demnach im Augenblick des Erreichens der Endlage, und es können nunmehr die Vorrichtungen vom Tragwerk abgenommen werden, ohne daß eine weitere Bewegung der Knotenpunkte eintritt. Es muß daher die Summe aller Kräfte und Momente, die zur Erhaltung der Einspannung in einem herausgegriffenen Knotenpunkte notwendig war, vermehrt um die Summe aller Wirkungen, die die Bewegung des Knotens in seine richtige Endlage verursachten, zu Null werden.

Werden nur die Belastungen eines ebenen Tragwerkes (Talbrücke in der Geraden) winkelrecht zur Tragwand behandelt, so ergeben sich für den betrachteten Knoten n drei Gleichgewichtsbedingungen von folgender Form:

$$(4)\quad \begin{cases} m'_{xx}\,\Delta\varphi'_x + k_{xx}\,\Delta\varphi_x + m''_{xx}\,\Delta\varphi''_x \\ + m'_{xy}\,\Delta\varphi'_y + k_{xy}\,\Delta\varphi_y + m''_{xy}\,\Delta\varphi''_y \\ + m'_{xz}\,\Delta z'_z + k_{xz}\,\Delta z_z + m''_{xz}\,\Delta z''_z = -\mathfrak{M}_x. \\ \\ m'_{yx}\,\Delta\varphi'_x + k_{yx}\,\Delta\varphi_x + m''_{yx}\,\Delta\varphi''_x \\ + m'_{yy}\,\Delta\varphi'_y + k_{yy}\,\Delta\varphi_y + m''_{yy}\,\Delta\varphi''_y \\ + m'_{yz}\,\Delta z'_z + k_{yz}\,\Delta z_z + m''_{yz}\,\Delta z''_z = -\mathfrak{M}_y. \\ \\ m'_{zx}\,\Delta\varphi'_x + k_{zx}\,\Delta\varphi_x + m''_{zx}\,\Delta\varphi''_x \\ + m'_{zy}\,\Delta\varphi'_y + k_{zy}\,\Delta\varphi_y + m''_{zy}\,\Delta\varphi''_y \\ + m'_{zz}\,\Delta z'_z + k_{zz}\,\Delta z_z + m''_{zz}\,\Delta z''_z = -\mathfrak{Z}_z. \end{cases}$$

Hierbei bedeuten:

$\Delta\varphi_x$, $\Delta\varphi_y$, Δz_z die Bewegungen des Punktes n,

$\Delta\varphi'_x$, $\Delta\varphi'_y$, $\Delta z'_z$ die Bewegungen des linken Knotens $n-1$,

$\Delta\varphi''_x$, $\Delta\varphi''_y$, $\Delta z''_z$ jene des rechten Knotens $n+1$ (Abb. 1),

$k_{(x,y,z)x}$ die Einwirkungen auf Knoten n, um eine Bewegung $\Delta\varphi_x = 1$ zu erzielen,

$k_{(x,y,z)y}$ die Einwirkungen auf Knoten n, um eine Bewegung $\Delta\varphi_y = 1$ zu erzielen,

$k_{(x,y,z)z}$ die Einwirkungen auf Knoten n, um eine Bewegung $\Delta z_z = 1$ zu erzielen;

$m'_{(x,y,z)x}$ die Festhaltungswerte, die den Knoten n bei einer Verschiebung $\Delta\varphi'_x = 1$ unbeweglich erhalten,

$m'_{(x,y,z)y}$ die Festhaltungswerte, die den Knoten n bei einer Verschiebung $\Delta\varphi'_y = 1$ unbeweglich erhalten,

$m'_{(x,y,z)z}$ die Festhaltungswerte, die den Knoten n bei einer Verschiebung $\Delta z'_z = 1$ unbeweglich erhalten,

$m''_{(x,y,z)x}$ die Festhaltungswerte, die den Knoten n bei einer Verschiebung $\Delta\varphi''_x = 1$ unbeweglich erhalten,

$m''_{(x,y,z)y}$ die Festhaltungswerte, die den Knoten n bei einer Verschiebung $\Delta\varphi''_y = 1$ unbeweglich erhalten,

$m''_{(x,y,z)z}$ die Festhaltungswerte, die den Knoten n bei einer Verschiebung $\Delta z''_z = 1$ unbeweglich erhalten.

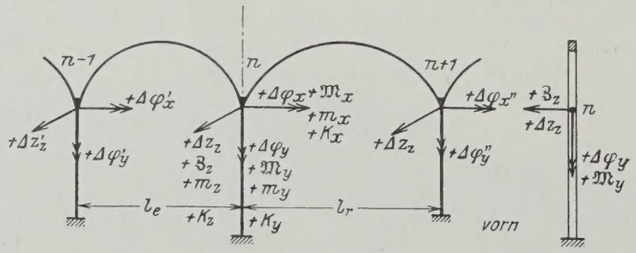


Abb. 1.

Die rechten Seiten der Gl. 4 ($\mathfrak{M}_x$, $\mathfrak{M}_y$, $\mathfrak{Z}_z$) geben die zur Einspannung des Knotens n im Grundsystem erforderlichen Festhaltungswerte an, die linken Seiten drücken die zur Bewegung des Punktes n in die richtige Endlage notwendigen Kraftwerte aus. Die Momente $\mathfrak{M}_x$, m_x, k_x, $\mathfrak{M}_y$, m_y, k_y sowie die Verdrehungen $\Delta\varphi_{x,y}$ sind durch Vektoren mit doppelter Pfeilspitze derart dargestellt, daß sie gegen die Spitze gesehen im Sinne des Uhrzeigers drehen. Die Kräfte $\mathfrak{Z}_z$, m_z, k_z und die Verschiebungen Δz_z sind in der Richtung des mit einfacher Spitze versehenen Pfeiles positiv gezählt (Abb. 1). Der erste Zeiger gibt die Art der Größe (x bedeutet ein Moment oder eine Verdrehung in der x-Richtung usw.), der zweite die Art der zugehörigen Bewegung an. Die Werte k setzen sich aus den Anteilen k' für die Bewegungseinheiten des linken, k'' für die des rechten Kämpfers von Knoten n, sowie den Pfeilerwerten p für die Bewegungseinheiten des Pfeilerkopfes n zusammen.

$$(5)\quad \begin{cases} k_{x(x,y,z)} = k'_{x(x,y,z)} + k''_{x(x,y,z)} + p_{x(x,y,z)} \\ k_{y(x,y,z)} = k'_{y(x,y,z)} + k''_{y(x,y,z)} + p_{y(x,y,z)} \\ k_{z(x,y,z)} = k'_{z(x,y,z)} + k''_{z(x,y,z)} + p_{z(x,y,z)} \end{cases}$$

Bei symmetrisch ausgebildeten Pfeilern mit gerader Pfeilerachse wird

$$p_{xy} = p_{yx} = p_{yz} = p_{zy} = 0.$$

Besitzt das Tragwerk nur zwei Öffnungen mit vollkommen eingespannten Endkämpfern, so nehmen, da die Randknoten keine Bewegungen zeigen, die Gl. 4 folgende einfache Form an:

$$(4a)\quad \begin{cases} k_{xx}\,\Delta\varphi_x + k_{xy}\,\Delta\varphi_y + k_{xz}\,\Delta z_z = -\mathfrak{M}_x \\ k_{yx}\,\Delta\varphi_x + k_{yy}\,\Delta\varphi_y + k_{yz}\,\Delta z_z = -\mathfrak{M}_y \\ k_{zx}\,\Delta\varphi_x + k_{zy}\,\Delta\varphi_y + k_{xz}\,\Delta z_z = -\mathfrak{Z}_z. \end{cases}$$

Dieselbe Gleichungsgruppe kann auch bei mehr als zweifeldrigen Reihen aufgestellt werden, nur bedeuten dann die Festwerte k die zu den einzelnen alleinigen Verschiebungseinheiten des betrachteten Knotenpunktes n gehörigen Kraftwirkungen, aber bei elastisch frei beweglichen Nachbarknoten $n-1$ und $n+1$.

Auf diese Art wird eine stufenweise Lösung des Systems ermöglicht, die sich namentlich bei der Untersuchung mehrerer Belastungsfälle sowie bei Ermittlung von Einflußlinien für bewegliche Nutzlast empfiehlt. Weiter wird dieses Verfahren bei unsymmetrischen Tragwerken besonders dann vorteilhaft, wenn durch vorübergehende Festhaltung von Knotenpunkten die Bogenreihe in symmetrische Teilsysteme zerlegt werden kann.

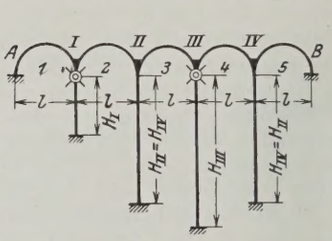


Abb. 2.

Liegt beispielsweise eine Talbrücke mit fünf gleichen Öffnungen und verschieden hohen Pfeilern vor (Abb. 2) und wird Knotenpunkt I fest eingespannt gedacht, so besteht das Tragwerk nun aus zwei voneinander unabhängigen Teilsystemen. Der links von I gelegene Teil ist ein beiderseits eingespannter Bogen, der rechtsliegende, da $H_{II} = H_{IV}$, eine symmetrische Bogenreihe, die sowohl für symmetrische, als auch für unsymmetrische Belastung (Verfahren der Belastungsumordnung) vereinfacht berechnet werden kann. Durch Festhaltung des Knotens III ist es weiter möglich, die vierfeldrige Reihe in zwei gleiche Teilsysteme mit je zwei Öffnungen zu zerlegen, für die die Gl. 4a sofort anwendbar sind. Infolge der Symmetrie dieser Tragwerke vereinfachen sich die genannten Gleichungen wesentlich. In der ersten und dritten Gleichung wird $\Delta\varphi_y = 0$, in der zweiten $\Delta\varphi_x = \Delta z_z = 0$.

Für zweifeldrige Bogen mit gleichen Öffnungen erscheinen demnach die Gl. 4a in der Form:

$$(4b)\quad \begin{cases} k_{xx}\,\Delta\varphi_x + k_{xz}\,\Delta z_z = -\mathfrak{M}_x \\ k_{yy}\,\Delta\varphi_y = -\mathfrak{M}_y \\ k_{zx}\,\Delta\varphi_x + k_{zz}\,\Delta z_z = -\mathfrak{Z}_z. \end{cases}$$

Sind die Teilsysteme I—III und III—B berechnet, so werden die zu den Verschiebungseinheiten des linken und rechten Kämpfers von Knoten III zugeordneten Wirkungen $[k']_1$ $[k'']_1$ bei elastisch freibeweglichen Punkten II u. IV ermittelt und die Gleichungen für Punkt III aufgestellt, die wegen der Symmetrie des Systems I—B gleichfalls in der einfachen Form 4b erscheinen.

Nach Berechnung des Tragwerkes I—B wird durch Lösen der Klemmen des Knotenpunktes I die Verbindung zwischen den Systemen A—I, I—B hergestellt und werden zu diesem Zwecke vorher die Festwerte $[k']_z$ für die Knotenpunktgleichungen I, mit Rücksicht auf die freie Beweglichkeit des Nachbarpunktes II, ermittelt. Sind diese Werte bekannt, so ist mit einer Gleichungsgruppe nach Form 4a die Verbindung bewerkstelligt. Die endgiltigen Bewegungen aller Knotenpunkte für eine gegebene Belastung der vorliegenden Talbrücke ergeben sich durch Zusammenlegen der Knotenpunktverschiebungen der drei eben beschriebenen Bewegungsabschnitte. Bezüglich der Werte $[\mathfrak{M}_x]$, $[\mathfrak{M}_y]$, $[\mathfrak{Z}_z]$ sei bemerkt, daß sie bei stufenweiser Berechnung jene Einspannungswerte bedeuten, die von den links und rechts vom betrachteten Knoten n gelegenen Teilsystemen und vom Pfeiler n herrühren.

III. Die Festwerte k, m der Gleichungen.

1. Pfeilerwerte.

Um an einem Pfeilerkopf die Verschiebungseinheiten $\Delta\varphi_x = 1$, $\Delta\varphi_y = 1$, $\Delta z_z = 1$ hervorzubringen, sind folgende Einwirkungen p erforderlich (Abb. 3).

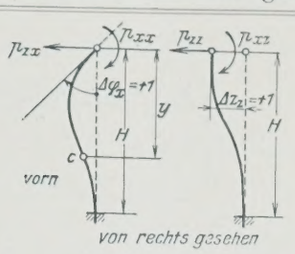


Abb. 3.

$$\Delta\varphi_x = 1 \qquad \Delta\varphi_y = 1 \qquad \Delta z_z = 1$$

$$(6)\quad \begin{cases} p_{xx} = \dfrac{1}{c - \dfrac{a^2}{b}} \\ p_{yx} = 0 \\ p_{zx} = \dfrac{1}{\dfrac{b}{a}\cdot c - a} \end{cases} \qquad (7)\quad \begin{cases} p_{xy} = 0 \\ p_{yy} = \dfrac{1}{d} \\ p_{zy} = 0 \end{cases} \qquad (8)\quad \begin{cases} p_{xz} = \dfrac{1}{\dfrac{b}{a}\cdot c - a} \\ p_{yz} = 0 \\ p_{zz} = \dfrac{1}{b - \dfrac{a^2}{c}} \end{cases}$$

Hierbei bedeutet:

$$(9)\quad \begin{cases} a = \displaystyle\int_o^H \frac{y}{EJ_p}\cdot dy, \quad b = \int_o^H \frac{y^2}{EJ_p}\cdot dy, \\ c = \displaystyle\int_o^H \frac{dy}{EJ_p}, \quad d = \int_o^H \frac{dy}{GJ_{1p}}. \end{cases}$$

Bei einer endlichen Teilung m des Pfeilers nach festen Werten $\frac{\Delta y}{J_p} = \mu_p$ (nach Schönhöfer)[9]) können die Integrale näherungsweise in Summenwerten angeschrieben werden.

$$(9a)\quad a = \frac{\mu_p}{E}\cdot\sum_o^m y, \quad b = \frac{\mu_p}{E}\cdot\sum_o^m y^2, \quad c = \frac{\mu_p}{E}\cdot\sum_o^m 1, \quad d = \frac{\mu_p}{E}\cdot\sum_o^m \nu_p,$$

wobei

$$(10)\quad \nu_p = \frac{EJ_p}{GJ_{1p}}$$

bedeutet.

E ist das Elastizitätsmaß, G das Gleitmaß, J_p das Trägheitsmoment des Pfeilerquerschnittes, J_{1p} der entsprechende Querschnittswert nach Gl. 2 für Drillung, y die Abstände der einzelnen Pfeilerpunkte vom Pfeilerkopf.

2. Bogenwerte k', k'', m', m''.

Zur Ermittlung der Bogenfestwerte sind zunächst die infolge der Kämpferbewegung 1 entstehenden statisch unbestimmten Größen der eingespannten Bogen zu berechnen und damit die von den Kämpfern auf die Bogen wirkenden Einspannungswerte festzulegen. Die folgenden Gleichungen gelten für den ebenen, symmetrischen Bogenträger mit gleichhohen Kämpfern. In vorteilhafter, bekannter Weise wird der Bogen im Scheitel durchschnitten gedacht und werden das Drillungsmoment $\mathfrak{X}_x$, das Biegungsmoment $\mathfrak{X}_y$ sowie die Schubkraft $\mathfrak{X}_z$ als statisch unbestimmte Größen im elastischen Pol O wirkend angenommen. Der positive Richtungssinn dieser Werte sowie der Biegungsmomente $\mathfrak{M}_b$, Drillungsmomente $\mathfrak{M}_t$ und Schubkräfte $\mathfrak{Q}_z$ in beliebigen Bogenpunkten E, F ist in Abb. 4 angegeben.

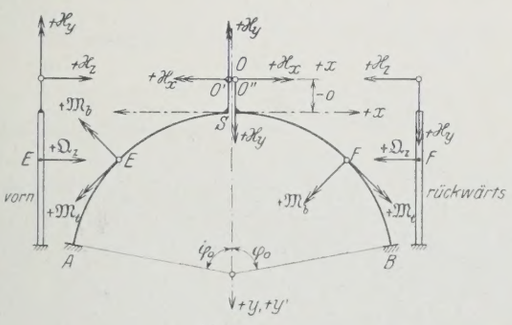


Abb. 4.

Die Lage des elastischen Poles folgt bekanntlich aus der gegenseitigen Unabhängigkeit der durch die statisch unbestimmten Größeneinheiten verursachten Verschiebungen des Poles O. Ist $\delta_{xy} = \delta_{xz} = \delta_{yz} = 0$, dann sind die Werte $\mathfrak{X}_x$, $\mathfrak{X}_y$, $\mathfrak{X}_z$ mit drei Gleichungen zu je einer Unbekannten zu berechnen.

$$(11)\quad \mathfrak{X}_x = -\frac{\Delta_x^o}{\delta_{xx}}, \quad \mathfrak{X}_y = -\frac{\Delta_y^o}{\delta_{yy}}, \quad \mathfrak{X}_z = -\frac{\Delta_z^o}{\delta_{zz}}.$$

[9]) Schönhöfer, Statische Untersuchung von Bogen- und Wölbtragwerken. Berlin 1908. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

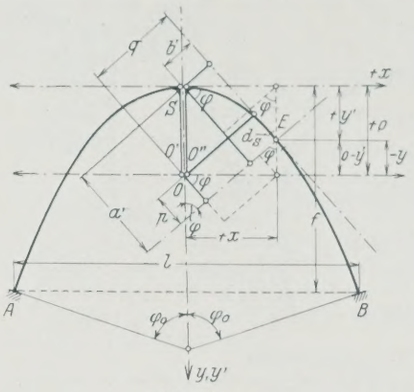


Abb. 5.

Hierbei bedeuten die Zählerwerte Δ_x^o, Δ_y^o, Δ_z^o die gegenseitigen Bewegungen der Pole O', O'' bei Belastung des freien Systems (im Scheitel durchschnittener Bogen) mit der gegebenen Belastung, oder bei der vorgeschriebenen Einheit der Kämpferbewegung. Die Nennergrößen δ_{xx}, δ_{yy}, δ_{zz} sind die zu den Einheiten von $\mathfrak{X}_x$, $\mathfrak{X}_y$, $\mathfrak{X}_z$ gehörigen gegenseitigen Bewegungen der Pole.

Der Abstand o des Poles O vom Bogenscheitel S (Abb. 5) ist nach folgender Gleichung zu berechnen:[10])

$$(12)\quad o = \frac{\int \frac{1}{J}\cdot a' \sin\varphi\, ds - \int \frac{E}{GJ_1}\cdot b' \cos\varphi\, ds}{\int \frac{1}{J}\cdot \sin^2\varphi\, ds + \int \frac{E}{GJ_1}\cdot \cos^2\varphi\, ds},$$

wobei J das Trägheitsmoment, J_1 die mit Gl. 2 gegebenen Werte für den Bogen bedeuten. Die Bedeutung der anderen Größen a', b', Δs, φ, x, y, y' ist aus Abb. 5 zu ersehen.

$$(13)\quad \begin{cases} a' = x\cos\varphi + y'\sin\varphi \\ b' = x\sin\varphi - y'\cos\varphi. \end{cases}$$

Bei kreisförmiger Bogenachse mit dem Halbmesser r wird

$$(13a)\quad \begin{cases} a' = r\sin\varphi \\ b' = x(1-\cos\varphi). \end{cases}$$

Bei allgemeiner Bogenform wird zweckmäßig die Bogenteilung nach Schönhöfer mit $\frac{\Delta s}{J} = \mu$ vorgenommen und nimmt Gl. 12 folgende Form an:

$$(12a)\quad o = \frac{\Sigma(a'\sin\varphi - \nu\, b'\cos\varphi)}{\Sigma(\sin^2\varphi + \nu\cos^2\varphi)}$$

wobei

$$(14)\quad \nu = \frac{EJ}{GJ_1} \quad \text{gesetzt ist.}$$

Mit Festlegung des elastischen Poles, in welchem Punkte ein Koordinatensystem $x\,y\,z$ gedacht wird, sind die Nennerwerte[11]) der Gl. 11 wie folgt bestimmt:

$$(15)\quad \begin{cases} \delta_{xx} = \dfrac{1}{E}\int\left(\dfrac{1}{J}\cdot\sin^2\varphi + \dfrac{E}{GJ_1}\cdot\cos^2\varphi\right) ds \\ \delta_{yy} = \dfrac{1}{E}\int\left(\dfrac{1}{J}\cdot\cos^2\varphi + \dfrac{E}{GJ_1}\cdot\sin^2\varphi\right) ds \\ \delta_{zz} = \dfrac{1}{E}\int\left(\dfrac{1}{J}\cdot p^2 + \dfrac{E}{GJ_1}\cdot q^2\right) ds. \end{cases}$$

Bei endlicher Bogenteilung mit festen Bogengrößen μ wird:

$$(15a)\quad \begin{cases} \delta_{xx} = \dfrac{\mu}{E}\cdot\Sigma(\sin^2\varphi + \nu\cos^2\varphi) \\ \delta_{yy} = \dfrac{\mu}{E}\cdot\Sigma(\cos^2\varphi + \nu\sin^2\varphi) \\ \delta_{zz} = \dfrac{\mu}{E}\cdot\Sigma(p^2 + \nu\, q^2). \end{cases}$$

Die Größen p und q haben die aus Abb. 5 ersichtliche geometrische Bedeutung und berechnen sich mit

$$(16)\quad \begin{cases} p = x\cos\varphi + y\sin\varphi \\ q = x\sin\varphi - y\cos\varphi, \end{cases}$$

für den Kreisbogen

$$(16a)\quad \begin{cases} p = (r-c)\sin\varphi \\ q = r - (r-c)\cos\varphi. \end{cases}$$

Um die statisch unbestimmten Größen $\mathfrak{X}_x$, $\mathfrak{X}_y$, $\mathfrak{X}_z$ für die Kämpferbewegungen 1 zu finden, sind noch die Zählerwerte Δ_x^o, Δ_y^o, Δ_z^o der Gl. 11 festzulegen. Die Verschiebungseinheiten des linken oder rechten Kämpferpunktes einer Öffnung rufen im freien System folgende Bewegungen der Pole $O'\,O''$ hervor (Abb. 6).

[10]) Siehe die unter Fußnote 4 angegebenen Abhandlungen. Die gewählten Bezeichnungen wurden zum Teil der Arbeit von Professor Dr. Hawranek entnommen.

[11]) Siehe Fußnote 4. In der Engeßerschen Abhandlung ist bei δ_{zz} auch der Einfluß der Querkräfte, der hier vernachlässigt wurde, berücksichtigt.

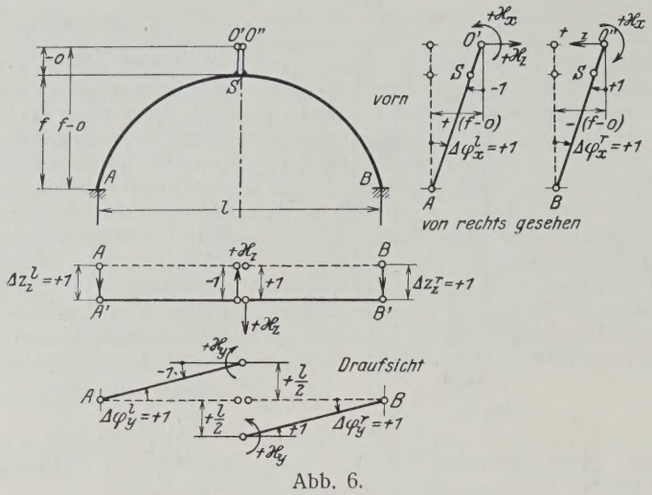


Abb. 6.

Tabelle α.

Bewegungen	Δ_x^o	Δ_y^o	Δ_z^o
$\Delta\varphi_x^l = 1$	-1	0	$+(f-o)$
$\Delta\varphi_x^r = 1$	$+1$	0	$-(f-o)$
$\Delta\varphi_y^l = 1$	0	-1	$+\frac{l}{2}$
$\Delta\varphi_y^r = 1$	0	$+1$	$+\frac{l}{2}$
$\Delta z_z^l = 1$	0	0	-1
$\Delta z_z^r = 1$	0	0	$+1$

Die Bewegungen Δ_x^o, Δ_y^o, Δ_z^o sind in der Richtung der statisch unbestimmten Größen $\mathfrak{X}_x$, $\mathfrak{X}_y$, $\mathfrak{X}_z$ positiv gezählt.

Wird $\frac{1}{\delta_{xx}} = n_x$, $\frac{1}{\delta_{yy}} = n_y$, $\frac{1}{\delta_{zz}} = n_z$ gesetzt, so ergeben sich die gesuchten statisch unbestimmten Größen nach Tabelle α und den Gl. 11 wie folgt:

$\Delta\varphi_x = 1$

Bei bewegtem linken Kämpfer A einer Öffnung

(17^l) $\quad \mathfrak{X}_{xx}^l = +n_x, \quad \mathfrak{X}_{yx}^l = 0, \quad \mathfrak{X}_{zx}^l = -n_z(f-o)$

Bei bewegtem rechten Kämpfer B einer Öffnung

(17^r) $\quad \mathfrak{X}_{xx}^r = -n_x, \quad \mathfrak{X}_{yx}^r = 0, \quad \mathfrak{X}_{zx}^r = +n_z(f-o).$

$\Delta\varphi_y = 1$

Bei bewegtem linken Kämpfer A einer Öffnung

(18^l) $\quad \mathfrak{X}_{xy}^l = 0, \quad \mathfrak{X}_{yy}^l = +n_y, \quad \mathfrak{X}_{zy}^l = -n_z \cdot \frac{l}{2}$

Bei bewegtem rechten Kämpfer B einer Öffnung

(18^r) $\quad \mathfrak{X}_{xy}^r = 0, \quad \mathfrak{X}_{yy}^r = -n_y, \quad \mathfrak{X}_{zy}^r = -n_z \cdot \frac{l}{2}.$

$\Delta z_z = 1$

Bei bewegtem linken Kämpfer A einer Öffnung

(19^l) $\quad \mathfrak{X}_{xz}^l = 0, \quad \mathfrak{X}_{yz}^l = 0, \quad \mathfrak{X}_{zz}^l = +n_z$

Bei bewegtem rechten Kämpfer B einer Öffnung

(19^r) $\quad \mathfrak{X}_{xz}^r = 0, \quad \mathfrak{X}_{yz}^r = 0, \quad \mathfrak{X}_{zz}^r = -n_z.$

Hierbei bedeutet l die Stützweite, f die Pfeilhöhe des Bogens. Nun werden die gesuchten Größen k', k'', m', m'' berechnet. Dabei ist zu beachten, daß für diese Werte der Richtungssinn nach Abb. 1 zu berücksichtigen ist und es sich um Wirkungen vom Kämpfer auf den Bogen handelt.

Auf den linken Kämpfer A einer Öffnung wirken im Sinne der Abb. 1:

$$(20^l) \quad \begin{cases} \mathfrak{M}_{Ax} = +\mathfrak{X}_x - \mathfrak{X}_z(f-o) \\ \mathfrak{M}_{Ay} = +\mathfrak{X}_y - \mathfrak{X}_z \cdot \frac{l}{2} \\ \mathfrak{Z}_{Az} = +\mathfrak{X}_z. \end{cases}$$

Auf den rechten Kämpfer B einer Öffnung wirken im Sinne der Abb. 1:

$$(20^r) \quad \begin{cases} \mathfrak{M}_{Bx} = -\mathfrak{X}_x + \mathfrak{X}_z(f-o) \\ \mathfrak{M}_{By} = -\mathfrak{X}_y - \mathfrak{X}_z \cdot \frac{l}{2} \\ \mathfrak{Z}_{Bz} = -\mathfrak{X}_z. \end{cases}$$

Die Größen $k'_{(x,y,z)x}$ für eine Bewegung $\Delta\varphi_x = 1$ des linken Kämpfers von Knoten n folgen aus den Gl. 17^r, 20^r, die Werte $k''_{(x,y,z)x}$ aus den Gl. 17^l, 20^l.

$\Delta\varphi_x = 1$

$$(21) \quad \begin{cases} k'_{xx} = +n_{xl} + n_{zl}(f_l - o_l)^2 & k''_{xx} = +n_{xr} + n_{zr}(f_r - o_r)^2 \\ k'_{yx} = -n_{zl} \cdot \frac{l_l}{2}(f_l - o_l) & k''_{yx} = +n_{zr} \cdot \frac{l_r}{2}(f_r - o_r) \\ k'_{zx} = -n_{zl}(f_l - o_l) & k''_{zx} = -n_{zr}(f_r - o_r). \end{cases}$$

Die Größen $m'_{(x,y,z)x}$, das sind die auf den linken Kämpfer von Punkt n wirkenden Werte bei einer Bewegung $\Delta\varphi'_x = 1$ des Nachbarknotens $n-1$, sind mit den Gl. 17^l, 20^r, die Größen $m''_{(x,y,z)x}$ mit den Gl. 17^r, 20^l festgelegt.

$\Delta\varphi'_x = 1$ $\qquad$ $\Delta\varphi''_x = 1$

$$(22) \quad \begin{cases} m'_{xx} = -n_{xl} - u_{zl}(f_l - o_l)^2 & m''_{xx} = -n_{xr} - n_{zr}(f_r - o_r)^2 \\ m'_{yx} = +n_{zl} \cdot \frac{l_l}{2}(f_l - o_l) & m''_{yx} = -n_{zr} \cdot \frac{l_r}{2}(f_r - o_r) \\ m'_{zx} = +n_{zl}(f_l - o_l) & m''_{zx} = +n_{zr}(f_r - o_r). \end{cases}$$

In gleicher Weise ergeben sich $k'_{(x,y,z)y}$ aus den Gl. 18^r, 20^r, $k''_{(x,y,z)y}$ aus Gl. 18^l, 20^l, $m'_{(x,y,z)y}$ aus Gl. 18^l, 20^r, $m''_{(x,y,z)y}$ aus Gl. 18^r, 20^l.

$\Delta\varphi_y = 1$

$$(23) \quad \begin{cases} k'_{xy} = -n_{zl} \cdot \frac{l_l}{2}(f_l - o_l) & k''_{xy} = +n_{zr} \cdot \frac{l_r}{2}(f_r - o_r) \\ k'_{yy} = +n_{yl} + n_{zl} \cdot \frac{l^2_l}{4} & k''_{yy} = +n_{yr} + n_{zr} \cdot \frac{l^2_r}{4} \\ k'_{zy} = +n_{zl} \cdot \frac{l_l}{2} & k''_{zy} = -n_{zr} \cdot \frac{l_r}{2} \end{cases}$$

$\Delta\varphi'_y = 1$ $\qquad$ $\Delta\varphi''_y = 1$

$$(24) \quad \begin{cases} m'_{xy} = -n_{zl} \cdot \frac{l_l}{2}(f_l - o_l) & m''_{xy} = +n_{zr} \cdot \frac{l_r}{2}(f_r - o_r) \\ m'_{yy} = -n_{yl} + n_{zl} \cdot \frac{l^2_l}{4} & m''_{yy} = -n_{yr} + n_{zr} \cdot \frac{l^2_r}{4} \\ m'_{zy} = +n_{zl} \cdot \frac{l_l}{2} & m''_{zy} = -n_{zr} \cdot \frac{l_r}{2} \end{cases}$$

Die Größen $k'_{(x,y,z)z}$ bestimmen sich mit den Gl. 19^r, 20^r, $k''_{(x,y,z)z}$ mit Gl. 19^l, 20^l, $m'_{(x,y,z)z}$ mit Gl. 19^l, 20^r, $m''_{(x,y,z)z}$ mit Gl. 19^r, 20^l.

$\Delta z_z = 1$

$$(25) \quad \begin{cases} k'_{xz} = -n_{zl}(f_l - o_l) & k''_{xz} = -n_{zr} \cdot (f_r - o_r) \\ k'_{yz} = +n_{zl} \cdot \frac{l_l}{2} & k''_{yz} = -n_{zr} \cdot \frac{l_r}{2} \\ k'_{zz} = +n_{zl} & k''_{zz} = +n_{zr} \end{cases}$$

$\Delta z'_z = 1$ $\qquad$ $\Delta z''_z = 1$

$$(26) \quad \begin{cases} m'_{xz} = +n_{zl}(f_l - o_l) & m''_x = +n_{zr}(f_r - o_r) \\ m'_{yz} = -n_{zl} \cdot \frac{l_l}{2} & m''_y = +n_{zr} \cdot \frac{l_r}{2} \\ m'_{zz} = -n_{zl} & m''_z = -n_{zr} \end{cases}$$

Mit den Wirkungen k', k'' sowie den Pfeilerwerten p errechnen sich nach den Gl. 5 die Festwerte k der Knotenpunktgleichungen.

Bei gleichfeldrigen Bogenreihen wird $n_{xl} = n_{xr}$ usw., und es vereinfachen sich demnach die k-Werte wie folgt:

$$(27) \quad \begin{cases} k_{xx} = 2k'_{xx} + p_{xx} & k_{xy} = 0 & k_{xz} = 2k'_{xz} + p_{xz} \\ k_{yx} = 0 & k_{yy} = 2k'_{yy} - p_{yy} & k_{yz} = 0 \\ k_{zx} = +2k'_{zx} + p_{zx} & k_{zy} = 0 & k_{zz} = 2k'_{zz} + p_{zz} \end{cases}$$

3. Bogenfestwerte k bei schrittweiser Berechnung des Tragwerkes.

Der stufenweise Rechnungsgang wird an dem in Abschnitt II gewählten 15fach statisch unbestimmten Beispiel einer Bogenreihe mit fünf gleichen Feldern und verschieden hohen Pfeilern erläutert (Abb. 2).

Zunächst stellt man die ermittelten Werte k', k'', m', m'' in einer Tabelle Ia, Ib übersichtlich zusammen. Bei gleichen Feldern unterscheidet sich k' von k'', m' von m'' nur dem Vorzeichen nach. Die oberen Vorzeichen in Tabelle I beziehen sich auf die Größen k'', m'', die unteren auf k', m'.

Ia. Ib.

Bewegung	$k_{x(x,y,z)}$	$k_{y(x,y,z)}$	$k_{z(x,y,z)}$	$m_{x(x,y,z)}$	$m_{y(x,y,z)}$	$m_{z(x,y,z)}$	
$\Delta\varphi_x=1$	$\overset{+}{+}\overline{k}_{xx}$	$\overset{+}{-}\overline{k}_{yx}$	$\overset{-}{-}\overline{k}_{zx}$	$\overset{-}{-}m_{xx}$	$\overset{-}{+}m_{yx}$	$\overset{+}{+}m_{zx}$	$\times\Delta\xi_{\mathrm{III}(x,y,z)}$
$\Delta\varphi_y=1$	$\overset{+}{-}\overline{k}_{xy}$	$\overset{+}{+}\overline{k}_{yy}$	$\overset{-}{+}\overline{k}_{zy}$	$\overset{+}{-}m_{xy}$	$\overset{+}{+}m_{yy}$	$\overset{-}{+}m_{zy}$	$\times\Delta\eta_{\mathrm{III}(x,y,z)}$
$\Delta z_z=1$	$\overset{-}{-}\overline{k}_{xz}$	$\overset{-}{+}\overline{k}_{yz}$	$\overset{+}{+}\overline{k}_{zz}$	$\overset{+}{+}m_{xz}$	$\overset{+}{-}m_{yz}$	$\overset{-}{-}m_{zz}$	$\times\Delta\zeta_{\mathrm{III}(x,y,z)}$
Summe =	$h_{x(x,y,z)}$	$h_{y(x,y,z)}$	$h_{z(x,y,z)}$				

a) Teilsysteme 1 (I—III, III—B).

Zunächst werden die Gleichungen für Knoten II u. IV nach Form 4b für die Einheiten der Festhaltungsgrößen $\mathfrak{M}_x^{\mathrm{II,IV}}=1$, $\mathfrak{M}_y^{\mathrm{II,IV}}=1$, $\mathfrak{Z}_z^{\mathrm{II,IV}}=1$ gelöst und die ermittelten Bewegungen von II u. IV in Tabelle II zusammengestellt.

II.

Einspannungswert II, IV	$\Delta\varphi_{x(x,y,z)}$	$\Delta\varphi_{y(x,y,z)}$	$\Delta z_{z(x,y,z)}$	
$\mathfrak{M}_x=+1$	$-\Delta\varphi_{xx}$	0	$+\Delta z_{zx}$	$\times m_{x(x,y,z)}$
$\mathfrak{M}_y=+1$	0	$-\Delta\varphi_{yy}$	0	$\times m_{y(x,y,z)}$
$\mathfrak{Z}_z=+1$	$+\Delta\varphi_{xz}$	0	$-\Delta z_{zz}$	$\times m_{z(x,y,z)}$
Summe =	$\Delta\xi_{\mathrm{III}(x,y,z)}$	$\Delta\eta_{\mathrm{III}(x,y,z)}$	$\Delta\zeta_{\mathrm{III}(x,y,z)}$	

Nun berechnet man die zu den Verschiebungseinheiten von Knoten III gehörigen Bewegungen $\Delta\xi_{\mathrm{III}(x,y,z)}$, $\Delta\eta_{\mathrm{III}(x,y,z)}$, $\Delta\zeta_{\mathrm{III}(x,y,z)}$ der Punkte II und IV wie folgt. Knoten II u. IV wird zunächst festgeklemmt gedacht. Dreht sich nun Punkt III um $\Delta\varphi_x^{\mathrm{III}}=1$, entstehen in Punkt II u. IV die in Tabelle 1b, erste Zeile, angegebenen Wirkungen. Hierbei gelten in Tabelle Ib die oberen Zeichen für Punkt II, die unteren für Punkt IV. Werden nun die Festhaltungen in II u. IV gelöst, dann bestimmen sich die Bewegungen $\Delta\xi$, $\Delta\eta$, $\Delta\zeta$ dieser Punkte aus den genannten Wirkungen der Tabelle Ib und Tabelle II nach folgenden Gleichungen:

$$(28)^{12}) \quad \begin{cases} \Delta\xi_{\mathrm{III}(x,y,z)}=\Delta\varphi_{xx}\,m_{x(x,y,z)}+\Delta\varphi_{xz}\,m_{z(x,y,z)} \\ \Delta\eta_{\mathrm{III}(x,y,z)}=\Delta\varphi_{yy}\,m_{y(x,y,z)} \\ \Delta\zeta_{\mathrm{III}(x,y,z)}=\Delta z_{zx}\,m_{x(x,y,z)}+\Delta z_{zz}\,m_{z(x,y,z)} \end{cases}$$

Wie Gl. 28 anzeigt, erhält man die Werte $\Delta\xi_{\mathrm{III}(x,y,z)}$, $\Delta\eta_{\mathrm{III}(x,y,z)}$, $\Delta\zeta_{\mathrm{III}(x,y,z)}$, indem man Tabelle II mit der 1., 2. u. 3. Zeile der Tabelle Ib multipliziert und spaltenweise addiert. Die errechneten neun Größen werden in Tabelle III angeschrieben.

Die oberen Vorzeichen beziehen sich auf die Bewegung des Punktes II, die unteren auf Punkt IV.

III.

Bewegung von III	$\Delta\xi_{\mathrm{III}(x,y,z)}$	$\Delta\eta_{\mathrm{III}(x,y,z)}$	$\Delta\zeta_{\mathrm{III}(x,y,z)}$	
$\Delta\varphi_x^{\mathrm{III}}=1$	$\overset{+}{+}\Delta\xi_{\mathrm{III}\,x}$	$\overset{+}{-}\Delta\eta_{\mathrm{III}\,x}$	$\overset{-}{-}\Delta\zeta_{\mathrm{III}\,x}$	$\times\Delta\varphi_{x(x,y,z)}^{\mathrm{III}}$
$\Delta\varphi_y^{\mathrm{III}}=1$	$\overset{-}{+}\Delta\xi_{\mathrm{III}\,y}$	$\overset{-}{-}\Delta\eta_{\mathrm{III}\,y}$	$\overset{+}{-}\Delta\zeta_{\mathrm{III}\,y}$	$\times\Delta\varphi_{y(x,y,z)}^{\mathrm{III}}$
$\Delta z_z^{\mathrm{III}}=1$	$\overset{-}{-}\Delta\xi_{\mathrm{III}\,z}$	$\overset{-}{+}\Delta\eta_{\mathrm{III}\,z}$	$\overset{+}{+}\Delta\zeta_{\mathrm{III}\,z}$	$\times\Delta\varphi_{z(x,y,z)}^{\mathrm{III}}$
Summe =	$\Delta\varphi_{x(x,y,z)}^{\mathrm{II,IV}}$	$\Delta\varphi_{y(x,y,z)}^{\mathrm{II,IV}}$	$\Delta z_{z(x,y,z)}^{\mathrm{II,IV}}$	

(Fortsetzung folgt.)

[12]) Es sei hier zur Klarstellung bemerkt, daß die Bezeichnungen $\Delta\xi_{\mathrm{III}(x,y,z)}$, $m_{x(x,y,z)}$ .... die Verschiebungsgruppe $\Delta\xi_{\mathrm{III}\,x}$, $\Delta\xi_{\mathrm{III}\,y}$, $\Delta\xi_{\mathrm{III}\,z}$ und die Kraftgruppe m_{xx}, m_{xy}, m_{xz} .... bedeuten, so daß beispielsweise durch die zweite Gleichung der Gruppe (28) folgende drei Gleichungen angegeben werden:

$$\Delta\eta_{\mathrm{III}\,x}=\Delta\varphi_{yy}\,m_{yx};\quad \Delta\eta_{\mathrm{III}\,y}=\Delta\varphi_{yy}\,m_{yy};\quad \Delta\eta_{\mathrm{III}\,z}=\Delta\varphi_{yy}\,m_{yz}.$$

Alle Rechte vorbehalten.

Die Erdbebensicherheit von Gebäuden.

Von Regierungsbaumeister **Rudolf Briske,** Oberingenieur der Siemens-Bauunion, Berlin.

(Schluß aus Heft 30.)

4. Die Ziegelbauweise.

Hochbauten in Stein, vor allem in Ziegelmauerwerk, sind, allgemein gesprochen, in Erdbebenländern nicht zu empfehlen. Denn selbst bei guter Vermauerung in Zementmörtel sind Biegungszugfestigkeit und Scherfestigkeit zu gering, um den bei stärkeren Erdbeben ausgelösten Kräften gewachsen zu sein.

Abb. 18 zeigt das Trümmerfeld von Yokohama einige Wochen nach dem großen Erdbeben, zu einer Zeit, als gerade die ersten Aufräumungsarbeiten vollzogen waren. Der dort abgebildete Stadtteil längs des Hafens wies, neben japanischen Holzbauten, in großer Zahl Ziegelhäuser bis zu drei Stockwerken auf, deren Bauweise im wesentlichen der für gleichartige Bauten in Europa üblichen entsprach. Die Mehrzahl dieser Häuser hielt dem Erschütterungsgrade, der in Yokohama 30 bis 40 % betrug, nicht stand. Die wenigen Ziegelbauten, die beim Erdbeben unversehrt blieben, stürzten zum Teil nachträglich beim Brande infolge Einsturzes von Dach und Decken ganz zusammen.

In Tokio, wo der Erschütterungsgrad nur — von den tiefgelegenen östlichen Stadtteilen abgesehen — 10 % betrug, blieb eine Anzahl älterer, vor 20 bis 30 Jahren gebauter Bureau- und Geschäftshäuser beim Erdbeben völlig unversehrt, nicht einmal Risse waren zu finden, während benachbarte Eisen- und Eisenbetonbauten zum Teil mehr oder minder schwer beschädigt waren. Diese Häuser waren auf Grund der trüben Erfahrungen eines größeren Erdbebens des Jahres 1891 besonders gediegen ausgeführt, mit erstklassigen Ziegelsteinen und satter Ausmauerung der Fugen mittels Zementmörtels; im übrigen wiesen sie eine über das sonst bei Ziegelbauten Übliche weit hinausgehende Mauerstärke auf, mit verhältnismäßig wenigen mäßig großen Fenster- und Türöffnungen und mit zahlreichen massiven Zwischenwänden.

Besonders günstig haben sich bei dem großen Erdbeben in Japan auch Gewölbekonstruktionen aller Art bewährt. Dies bestätigt auch die Erfahrungen aus anderen Ländern. So haben auch viele alte Ziegelbauten der Römer zahlreiche Erdbebenproben gut überstanden; besonders bewährt haben sich die byzantinischen Kuppelbauten, wie die Hagia Sofia in Konstantinopel, indem die Kuppelbauten die unter Voraussetzung von

Abb. 18. Das Trümmerfeld von Yokohama.

Ziegeln als Baustoff denkbar günstigste Erdbebenbauweise darstellen. (Sieberg, Erdbebenkunde, S. 70). Wieviel besser alte, festgefügte Gewölbekonstruktionen standhalten als moderne Ziegelhäuser, zeigten an zahlreichen Beispielen die französischen Dörfer unweit der Front im Weltkrieg, wo zahlreiche Häuser, lediglich durch die Erschütterungen, auch ohne Volltreffer einfielen, während die alten Kirchenbauten trotz etlicher Volltreffer vor dem vollen Einsturz bewahrt blieben.

Kurz zusammenfassend bleibt zu sagen, daß Gewölbekonstruktionen oder sonstige zur Erhöhung der Erdbebensicherheit bei Ziegelbauten gebotene Maßnahmen zwar bei mäßig hohem Erschütterungsgrad sicher genug sind, zugleich sind sie aber dermaßen kostspielig, daß sie heute im Wettbewerb gegen Eisenbeton nicht mehr in Frage kommen.

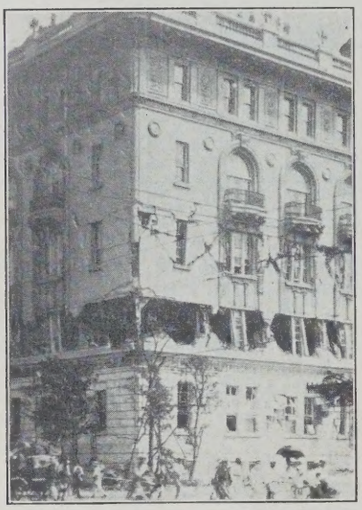


Abb. 19. Palasthotel in Tokio. Herausbruch des ganzen Füllmauerwerks im I. Stock.

Abb. 20. Palasthotel in Tokio. Eine ausgebogene Säule (Profil etwa entsprechend I 30 B, Maß der Abbiegung 30 cm).

Abb. 19a. Palasthotel in Tokio. Aufnahme eine Stunde nach dem Erdbeben; rechts daneben das brennende Imperial-Theater.

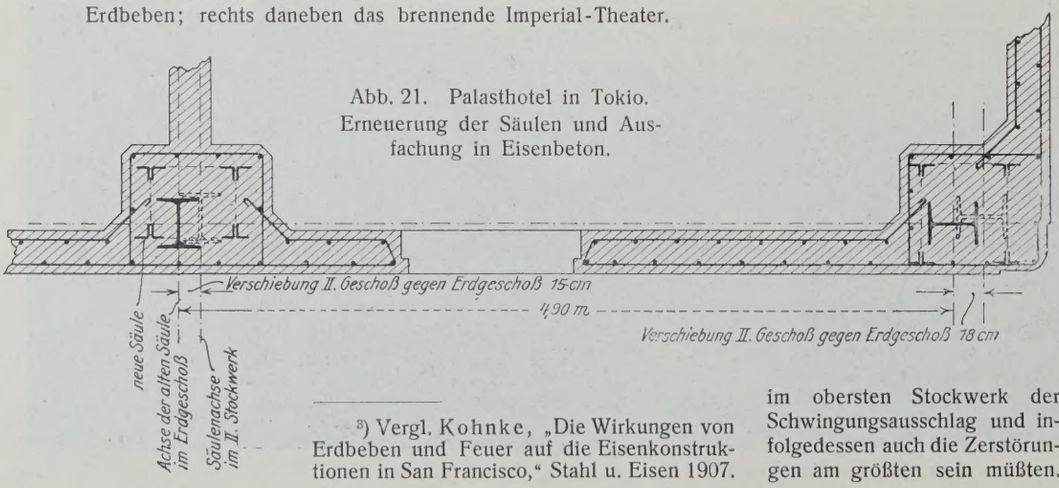


Abb. 21. Palasthotel in Tokio. Erneuerung der Säulen und Ausfachung in Eisenbeton.

5. Die Eisenbauweise.

Hochbauten in Eisenkonstruktion haben sich, einwandfreie Durchbildung vorausgesetzt, bei Erdbeben besonders gut bewährt. So blieben bei einigen Fabrikbauten in Yokohama, die aus eisernen Dachbindern und regelrecht verstrebten Eisenfachwerkwänden bestanden, die Schäden auf unwesentliche Risse im Füllmauerwerk beschränkt. Die Unversehrtheit der hohen Eisenfachwerktürme der Telefunkenstationen erklärt sich einfach daraus, daß diese Türme schon im Hinblick auf Antennenzug und Wind für die Aufnahme größerer Seitenkräfte konstruiert sind und die Erschütterungskräfte bei dem geringen Eigengewicht verhältnismäßig klein bleiben.

Dagegen haben sich die früher bei Geschäftsbauten bevorzugten reinen Eisenhochbauten amerikanischen Musters im allgemeinen nicht sonderlich bewährt. Zwar ist, soweit dem Verfasser bekannt, kein Einsturz vorgekommen. Man war auch vorsichtig genug, auf Grund der ungünstigen Erfahrungen von San Francisco, die Außenwände nicht vor das Eisengerippe vorzuhängen,[3]) vielmehr wurden die einzelnen Fachnischen der Eisenkonstruktion mit Mauerwerk ausgefüllt. Jedoch riß dies Füllmauerwerk, oder es platzte auch ganz heraus. Wie bereits bei Besprechung der japanischen Holzhäuser erwähnt, hatte man bei den Eisenhochbauten die Verstrebung fortgelassen, vielleicht absichtlich, indem man in der größeren Nachgiebigkeit der Konstruktion noch einen Vorzug sah.

Wirtschaftlich liegt der Vorzug dieser in Amerika allgemein üblichen Bauweise in ihrer außerordentlich billigen und raschen Aufstellung ohne Verwendung von Hilfgerüsten, nur mittels weniger Derrick-Krane, so daß die Bauten, geringen Eisenpreis und hohe Löhne vorausgesetzt, billiger als Eisenbetonbauten werden. Solange es sich hinsichtlich seitlicher Kräfte nur um Wind handelt, genügt Ausfachung mit gewöhnlichem Mauerwerk von etwa 1 Stein Stärke vollauf. Im Erdbebenfalle ist derartiges Mauerwerk aber den auftretenden Beanspruchungen nicht gewachsen: Es reißt in kreuzförmig verlaufenden Schrägrissen (Abb. 21), wobei zunächst dreieckige Keile und schließlich die ganzen Füllungen herausplatzen.

Abb. 19 u. 19a zeigen, als besonders charakteristisches Beispiel, die Ansicht des Palasthotels in Tokio. Das Erdbeben hat im ersten Stockwerk fast das ganze Füllmauerwerk herausgedrückt. Die Formänderungen waren derartig groß, daß die Säulen, die in ihrem Querschnitt etwa unseren I 30 B entsprechen, Verbiegungen bis zu 30 cm aufweisen (Abb. 20). Dabei blieben die kräftigen Eisenbetondecken sämtlicher Stockwerke unverletzt. In den oberen Geschoßen blieb alles, sogar das Fensterglas, unbeschädigt.

Die bei derartigen Gebäuden — auch beim kalifornischen Erdbeben 1906 in San Francisco — beobachtete Tatsache, daß gerade im ersten Stockwerk die stärksten Erschütterungen auftreten, erscheint auf den ersten Augenblick überraschend. Man neigt leicht zu dem Fehlschluß, daß im obersten Stockwerk der Schwingungsausschlag und infolgedessen auch die Zerstörungen am größten sein müßten.

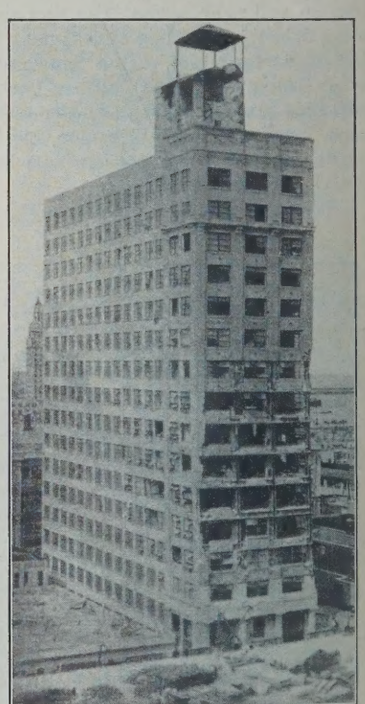


Abb. 22. Sturmschäden an einem Eisenfachwerkbau (Miami, Florida, 1926, aus Civ. Eng. News-Rec. 1926).

[3]) Vergl. Kohnke, „Die Wirkungen von Erdbeben und Feuer auf die Eisenkonstruktionen in San Francisco," Stahl u. Eisen 1907.

Abb. 23. Red cross society building, Tokio.

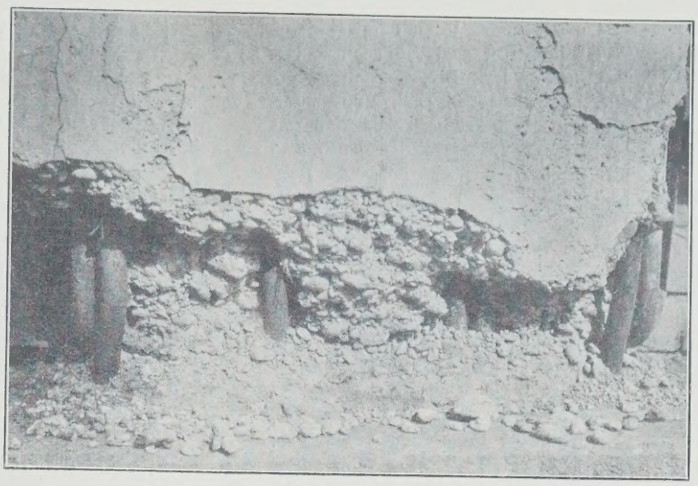


Abb. 24. Red cross society building, Tokio. Beginn der Zerstörung am Säulenfuß.

Tatsächlich sind die Zerstörungen nicht abhängig von der Größe der Bewegung, die allerdings oben größer ist als unten, sondern von den auftretenden Spannungen. Je höher nach oben, desto geringer sind die Säulenlasten und desto geringer auch die auf Zerstörung hinarbeitenden wagerechten Zusatzkräfte, während die Stärke des Füllmauerwerks meist durch alle Stockwerke die gleiche ist. Im Sockelgeschoß sind die Zerstörungen geringer als im darüber befindlichen Stockwerk, da, trotz etwas größerer Zusatzkräfte, die dort vorhandene Werksteinverblendung offenbar den nötigen Widerstand hatte; auch die starke Ausbildung der Säulenfüße sowie die Verspannung des Mauerwerks mit dem Fundament erhöht hier die Sicherheit. Nicht ausgeschlossen ist es, daß auch Schwingungserscheinungen mitgesprochen haben, die die Gefahrstelle nicht an den Gebäudefuß, sondern weiter nach oben verlegt haben.

Im übrigen ergibt die statische Nachprüfung, auch ohne Berücksichtigung der Schwingungserscheinungen, daß bei Einführung einer wagerechten Erdbebenbeschleunigung von $^1/_{10}$ der Schwere-Beschleunigung (Erschütterungsgrad 10 %) in den besonders stark ausgebogenen Säulen Spannungen entstehen, die nahe der Fließgrenze des Eisens liegen.

Trotz des Fließens einzelner Säulen blieb der Bau als Ganzes erhalten, da die Decken steif genug waren, um die Kräfte von den für wagerechte Kraftwirkung ausschaltenden Außensäulen auf die kräftigeren Mittelsäulen zu übertragen.

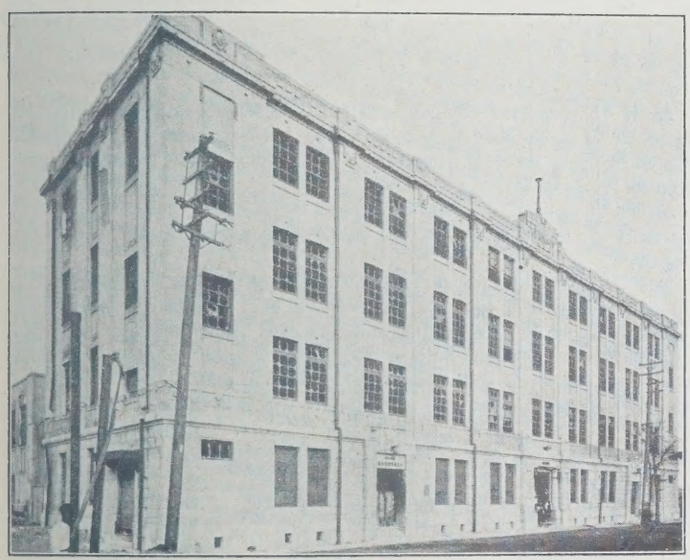


Abb. 25. Fifteenth Bank, Yokohama. Außenansicht.

Abb. 27. Fifteenth Bank, Yokohama. Zermalmung der Säulenköpfe.

Abb. 26. Fifteenth Bank, Yokohama. Zerstörung im Erdgeschoß.

In der Erscheinung des Fließens im Falle einer Überbeanspruchung einzelner Säulen liegt der Hauptvorzug gegenüber Eisenbetonbauten vom Standpunkte der Erdbebensicherheit. Bei Eisenbetonbauten werden, wie die Zerstörungen beweisen, im Falle übermäßig großer wagerechter Kraftwirkung die Säulenköpfe zermalmt, die Säulen also auch ihrer Aufgabe der senkrechten Lastübertragung entzogen. Bei Eisenbauten biegen überbeanspruchte Säulen zwar gemäß Abbild. 20 seitlich aus, bleiben aber zur Übertragung senkrechter Lasten noch genügend tragfähig, um völligen Einsturz zu verhindern. Dabei tritt wohl auch, wenn erst der Grenzzustand des Fließens einmal erreicht ist, eine Art Ausbalanzieren der

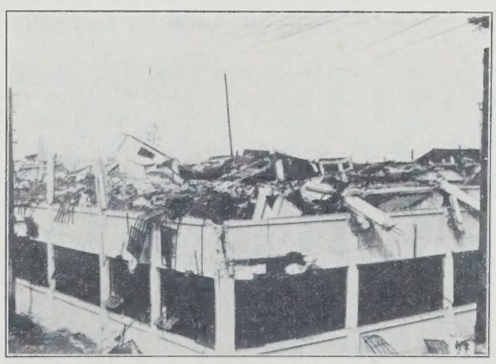


Abb. 28. Einsturz des Neubaues eines Geschäftshauses in Tokio.

Bewegung ein, da alsdann das Elastizitätsmaß E so klein geworden ist, daß die Schwingungsdauer für die Eigenschwingung der Säule erheblich herabsinkt, sinngemäß auch die Formänderung dem Kraftantriebe so langsam folgt, daß vorher schon der Gegenstoß eintritt.

Die Wiederherstellung des Palasthotels geschieht zurzeit in der Weise, daß in den beschädigten Stockwerken das gesamte Mauerwerk herausgebrochen wird und neue vergitterte eiserne Säulen um die alten verbogenen Säulen herum errichtet werden (Abb. 21); ursprünglich dachte man an Abbruch des ganzen Gebäudes, jedoch erwies sich die Wiederherstellung als erheblich wirtschaftlicher, da sämtliche Decken und das Dach, zum Teil auch der innere Ausbau der Obergeschosse zu retten waren und somit die Kosten nur einen Bruchteil der Abbruch- und Neubaukosten betrugen. Die Wände wurden in Eisenbeton ausgefacht (Abb. 21); diese auch bei Neubauten bevorzugte Anordnung ist konstruktiv, wirtschaftlich und im Hinblick auf Feuersicherheit günstiger als die Einfügung eiserner Streben, die bei Berücksichtigung der Erdbebenkräfte übermäßig große Ausmaße erhalten würden.

Nebenbei bemerkt, sind an Eisenfachwerkbauten mit unzureichender Seitensteifigkeit Zerstörungen sehr ähnlicher Art auch durch Sturmschäden beobachtet worden (Abb. 22, entnommen aus Eng. News-Rec. 1926).

6. Die Eisenbetonbauweise.

Zu Eisenbeton hatte man vor dem Erdbeben unbegrenztes Zutrauen: er galt in Laienkreisen schlechthin als unzerstörbar. Das Zutrauen geriet durch das Erdbeben von 1923 stark ins Wanken, weil unter den Geschäftshäusern von Tokio, bei dem nicht übermäßig hohen Erschütterungsgrade von etwa 10 %, gerade die alten Ziegelbauten ganz unversehrt blieben, die Eisenfachwerkbauten mit mehr oder minder großen Schäden des Füllmauerwerks davonkamen, während Eisenbetonbauten zwar zum Teil gut erhalten blieben, zum Teil aber auch bis zur Abbruchreife beschädigt wurden oder sofort einstürzten.

Dieses unerwartete Ergebnis erklärt sich auch beim Eisenbetonbau aus der mangelnden Sicherheit der geschädigten und zerstörten Bauten gegen wagerechte Stoßkräfte. Die Abb. 23 bis 28 zeigen dies an der von Amerika her übernommenen Skelettbauweise mit den überschlanken Säulen, und zwar in der Reihenfolge des fortschreitenden Zerstörungsgrades.

Abb. 23 stellt einen Neubau in Tokio dar, der wie allgemein üblich, in Gußbeton hergestellt war. Die wagerechte Stoßkraft ruft eine übergroße Biegungsspannung am Säulenfuß hervor und führt dort zu den aus der Abbildung zu erkennenden Zerquetschungen. Abb. 24 zeigt die Zerstörung eines Säulenfußes in seinen Einzelheiten.

Abb. 25 zeigt die Ansicht eines Bankhauses in Yokohama; sie läßt keine nennenswerten Erdbebenschäden erkennen. Die Innenansichten (Abb. 26 u. 27) zeigen jedoch eine sehr erhebliche Zerstörung, und zwar an allen Säulenköpfen des Erdgeschosses. Abb. 27 läßt erkennen, daß die Säulen durch Zermalmen der Köpfe um etwa 25 cm verkürzt sind; die Unterzüge brachen unterhalb der Säulen, hielten jedoch dank ihrer Eiseneinlagen noch als einfache Balken und retteten so die gesamte Konstruktion. In den oberen Geschossen beschränkte sich die Zerstörung nur auf Risse in den Unterzügen.

Als Beispiel völliger Zerstörung sei noch das Trümmerfeld eines Neubaues in Tokio (Abb. 28) gezeigt; auch hier ist zu erkennen, wie die Zerstörung an den Säulenköpfen einsetzte. Das Gebäude begrub mehrere hundert Bauarbeiter unter seinen Trümmern.

Zu Unrecht wurde vielfach behauptet, daß die Zerstörung derartiger Bauten auf mangelhafte Herstellung zurückzuführen sei, mit der Beweisführung, daß ja andere Eisenbetonbauten standgehalten hätten. Gewiß ist gerade bei Eisenbetonbauten einwandfreie Herstellung viel mehr als im Eisenbau von Einfluß auf die Güte der Bauausführung. Dem Verfasser ist jedoch kein Fall bekannt geworden, wo die Zerstörung auf Fehler der Betonbereitung zurückzuführen war, vielmehr brachte stets die statische Nachprüfung den Beweis, daß die Bauten auch bei bester Bauausführung durch den Entwurfsfehler der überschlanken Säulen dem Erdbeben nicht standhalten konnten.

Die zerstörten Bauwerke stellen mehrstöckige, mehrstielige Rahmen dar. Die grundsätzlichen Erscheinungen werden schon klar, wenn man von dem Grundfalle eines beiderseits eingespannten rechteckigen Rahmens ausgeht. Für den häufigeren Fall, daß der Riegel länger und kräftiger ist als die Säule (Abb. 26 u. 27), entsteht das größere Moment (Abb. 29) und somit die erste Zerstörung am Säulenkopf. Nur für den Ausnahmefall, daß der Riegel schwächer und erheblich kürzer ist als die Säule, entsteht das größere Moment (Abb. 30) am Säulenfuß. Besonders gefährlich wirkt zweifellos der rasche Wechsel zwischen Druck- und Zugbeanspruchung.

Die zahlenmäßige Durchführung der statischen Berechnungen ergibt beispielsweise bei dem in Abb. 23 dargestellten Gebäude schon bei einem Erschütterungsgrade von 10 % erhebliche Zusatzspannungen in den Säulen, und zwar von etwa 100 kg/cm² auf Druck, eine für Gußbeton zweifellos zu hohe Zusatzspannung.

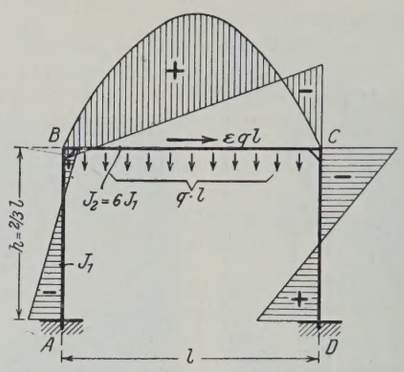


Abb. 29. Zweistieliger eingespannter Rahmen
$h = {}^2/_3\, l$
$J_2 = 6\, J_1$.
Momentenfläche für gleichmäßige Belastung und Erschütterungsgrad $\varepsilon = 25\ \%$

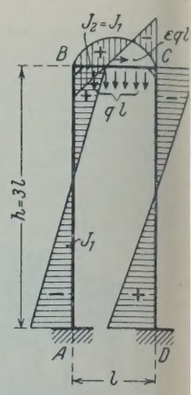


Abb. 30. Zweistielig eingespannter Rahme
$h = 3\, l$
$J_2 = J_1$.
Momentenfläche für gleichmäßige B lastung und Erschütt rungsgrad $\varepsilon = 25\ \%$

$$k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l} = 4$$

$$M_D = \frac{q\,l^2}{12\,(k+2)} + \varepsilon\, q\, l \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{3\,k+1}{6\,k+1} = 0{,}058\, q\, l^2$$

$$M_A = \frac{q\,l^2}{12\,(k+2)} - \varepsilon\, q\, l \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{3\,k+1}{6\,k+1} = -\,0{,}030\, q\, l^2$$

$$M_C = -\frac{q\,l^2}{6\,(k+2)} - \varepsilon\, q\, l \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{3\,k}{6+1} = -\,0{,}068\, q\, l^2$$

$$M_B = -\frac{q\,l^2}{6\,(k+2)} + \varepsilon\, q\, l \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{3\,k}{6+1} = +\,0{,}012\, q\, l^2.$$

$k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l} = 3$

$M_D = +\,0{,}229\, q\, l^2$

$M_A = -\,0{,}195\, q\, l^2$

$M_C = -\,0{,}223\, q\, l^2$

$M_B = +\,0{,}157\, q\, l^2$

Auch die zunächst seltsam erscheinende Zerstörung der Säulen des Bankgebäudes in Yokohama (Abb. 25 bis 27) bei unzerstörten Außenwänden läßt sich statisch erklären, indem die übermäßig steifen Mittelsäulen die Erschütterungskraft fast allein aufzunehmen hatten, dadurch überbeansprucht und zermalmt wurden, während die elastischeren Wände nur einen geringen Bruchteil des Gesamtmoments und demzufolge ungefährliche Spannungen abbekamen.

Das Bankgebäude ist zur Hälfte in Anbetracht zu erheblicher Zerstörung niedergerissen und neu errichtet worden, die andere Hälfte konnte gerettet werden unter Verstärkung aller Säulen und Unterzüge. Ähnliche Verstärkungsarbeiten sind vielfach ausgeführt worden, sowohl bei leichtbeschädigten als auch zur Vorsicht bei unversehrt gebliebenen Eisenbetonbauten. Besonders geeignet war hierzu die Ausbildung eines kreuzförmigen Säulenquerschnitts, in organischer Verbindung der Bewehrung mit derjenigen der Unterzüge. Die Ausführung (Abb. 31) geschah bei der Verstärkung der Säulen in Gußbeton nach Aufstemmung des alten Querschnitts bis zur Eiseneinlage. Für die Verstärkung der Unterzüge erwies sich das Beton-Spritzverfahren (Torkret-Verfahren) als die geeignete Lösung, da die Kosten der Verschalung gespart werden und dazu die Gewähr, daß der neue Beton am alten haftet, mit viel größerer Sicherheit gegeben ist als bei Ausführung in Guß- oder Stampfbeton. Im einzelnen beruhte die Anwendung des Torkret-Verfahrens auf dem bekannten Muster der Verstärkungsarbeiten bei der Schokoladenfabrik Sarotti in Berlin-Tempelhof nach dem Brande.

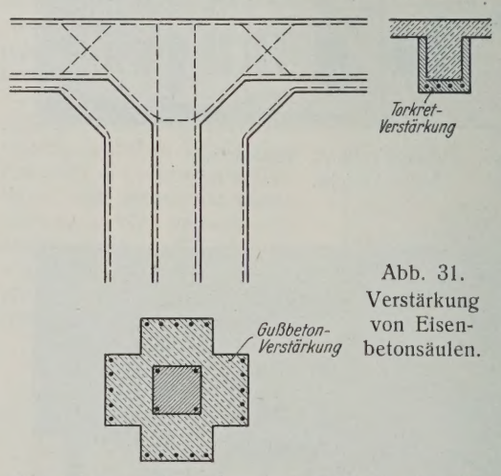


Abb. 31. Verstärkung von Eisenbetonsäulen.

Zusammenfassend darf also gesagt werden, daß überschlanke Säulen bei Eisenbetonbauten im Erdbebenfalle eine schwere Gefahr darstellen, daß man aber durch verhältnismäßig geringe Verstärkung der Säulen oder durch Bildung massiver Außen- und Zwischenwände es in der Hand hat, eine reichliche Erdbebensicherheit zu erzielen. Vielfach macht sich der Mehraufwand für die Säulen durch Ersparnis an den Unterzügen bezahlt, für die alsdann Rahmenwirkung in Frage kommt, mit geringeren Momenten als bei der Berechnungsweise als einfache bezw. durchlaufende Balken.

7. Allgemeine Gesichtspunkte bei der Konstruktion von Gebäuden.

Die allgemeinen Gesichtspunkte für die Konstruktion von Hochbauten, die im vorstehenden im wesentlichen am Erdbeben von Tokio 1923 erläutert waren, im übrigen mit den Erfahrungen der Erdbeben von 1906 in San Francisco, 1908 in Messina, 1925 in Santa Barbara (Kalifornien) übereinstimmen, sind im wesentlichen folgende:[4])

1. Einwandfreie Gesamtanordnung des Gebäudes; nicht zu weit gehende Auflösung der Tragkonstruktion in einzelne schlanke Säulen; vielmehr soweit angängig massive, möglichst wenig durch Öffnungen unterbrochene Wandflächen; falls dies unmöglich, wenigstens kräftige Verstrebung oder Rahmenkonstruktion zur Aufnahme der seitlichen Zusatzkräfte.

2. Einwandfreie statische Berechnung unter Berücksichtigung eines nötigenfalls unter Hinzuziehung seismologischer Fachleute festzusetzenden Erschütterungsgrades.

3. Einwandfreie Gründung; bei kleineren Holzbauten Trennung von Fundament und Bauwerk, so daß letzteres nur lose aufliegt und gegebenenfalls als Ganzes rutscht (japanische Bauweise); bei allen größeren Bauwerken abscherungsfeste Verbindung zwischen Bauwerk und Fundament, im übrigen Verbindung der einzelnen Fundamentteile durch Eisenbetongerippe oder durchgehende Eisenbetonplatte.[5])

4. Einwandfreie Konstruktion aller Einzelheiten des Tragwerks, insbesondere hinsichtlich der Ausbildung von Knotenpunkten bei Fachwerkbauten und von Eckverbindungen bei Rahmenbauten.

5. Für Wandausfachungen, die nicht zu tragen haben, möglichst leichtes Füllmauerwerk oder Verputz auf Draht- oder Rohrgeflecht.

6. Falls Ziegelbau, Bevorzugung der Gewölbekonstruktion, Vermeidung von Einzelpfeilern, besonders starke Wände mit wenig Öffnungen, keine Gesimse, kein Stuck.

7. Konstruktion möglichst leichter Zwischendecken, die jedoch im Eisenbetonbau und Eisenbau kräftig genug sein müssen, um als starre Scheibe zu wirken, mit kräftigen, für die Säulen als Einspannung wirksamen Unterzügen.

8. Möglichst leichte und feuersichere Dächer. Als Dacheindeckung eignen sich für kleine und mittelgroße Gebäude am meisten Asbestzementplatten wegen ihrer guten Befestigungsmöglichkeit gegen Herabfallen und Feuersicherheit. Ziegel- und Schieferdächer, bei denen die einzelnen Steine durch Schrägstoß herabfallen können, sind unbedingt zu vermeiden, und zwar, abgesehen von den Kosten der Wiederherstellung, wegen der Erhöhung der Feuersgefahr, weil nach Herabfallen der Ziegel infolge eines Erdbebens ein irgendwo auftretendes, meist unvermeidliches Feuer sich übermäßig rasch ausbreitet, wenn herumfliegende Funken durch Löcher in den Dächern ins Innere fallen können.

9. Besonders vorsichtige Durchführung aller Feuerschutzmaßnahmen im Hinblick auf die bei Erschütterungen vermehrte Gefahr; im Eisenbau, wenn angängig, Betonumhüllung aller tragenden Eisenteile; vor allem erdbebensichere Konstruktion der Öfen und Küchenfeuerungen, Fernhaltung der Rauchröhren von Hölzern und Konstruktionsteilen, sorgfältige Verlegung elektrischer Leitungen zur Vermeidung der Kurzschlußgefahr.

8. Wirtschaftliche Fragen bei Wahl der Bauweise.

Für die Wahl der Bauweise im allgemeinen ist, wie überall, so auch in Erdbebengebieten die Kostenfrage entscheidend.

Ziegelbauten scheiden heute praktisch so gut wie ganz aus, da sie zur Erdbebensicherheit erheblichen Materialaufwand bedingen und somit wirtschaftlich dem Eisenbeton unterlegen sind. Es bleiben, genannt in der Reihe der Herstellungskosten: Holzbau, Eisenbau mit nicht einbetonierten Tragteilen, Eisenbetonbau und schließlich Eisenbau mit einbetonierten Tragteilen.

Der Holzbau bleibt wirtschaftlich für kleinere Bauten die einzig mögliche Bauweise, so z. B. für ein- oder zweigeschossige einfache Wohnhäuser, wie sie z. B. in Japan im Hinblick auf die Lebensgewohnheiten der Bevölkerung fast ausschließlich in Frage kommen. Alle Gegenvorschläge der Einführung einer feuersicheren Ersatzbauweise, die den Japanern nach 1923 von allen Seiten gemacht wurden, scheiterten am Kostenaufwande und zum Teil an der Unmöglichkeit, mit der Bauweise des Hauses auch Jahrhunderte alte Lebensgewohnheiten zu ändern.

Der Eisenbau mit nicht einbetonierten Tragteilen eignet sich in erster Linie für Fabrikbauten in einer im wesentlichen europäischen Eisenfachwerkbauten gleichenden Konstruktion. Die Mehrausgaben gegenüber dem Holzbau machen sich durch größere Dauerhaftigkeit und größere Feuersicherheit bezahlt. Von vollkommener Feuersicherheit ist freilich nicht die Rede, da die nichteinbetonierten Tragteile bei einem Großfeuer zusammenstürzen. Die Verwendung bleibt also auf den Fall beschränkt, daß die Fabrikgebäude isoliert stehen, also kein Großfeuer von außen her zu befürchten ist, und daß der Wert der bei etwaigem Feuer von innen heraus vernichteten Einrichtung nicht übermäßig groß ist.

In allen sonstigen Fällen ist die Eisenbetonbauweise die wirtschaftlichste, von den kleinsten Konstruktionen an, bei denen es auf vollkommene Feuersicherheit ankommt, wie feuersichere Aufbewahrungsschuppen als Anbauten hölzerner Wohnhäuser, bis zu den größten Geschäftshaus- und Fabrikbauten. Die Bauten unterscheiden sich in ihrer Gesamtanordnung von den anderswo üblichen im wesentlichen nur durch die stärkeren Pfeilerabmessungen.

Eisenbauten mit zum Feuerschutz einbetonierten Tragteilen sind zwar kostspieliger als reine Eisenbetonbauten, sind aber, nach den Erfahrungen des japanischen Erdbebens von 1923, vom Standpunkte der Erdbebensicherheit vorzuziehen. Eine Entscheidung zwischen den beiden Bauarten erfordert einen genauen Kostenvergleich von Fall zu Fall. In Ländern mit im Verhältnis zum Eisenpreise hohen Löhnen, wie Kalifornien, ist jedenfalls die Eisenkonstruktion vorzuziehen, während in Kolonialländern mit geringen Löhnen und hohen Eisenpreisen die Kostenfrage oft den Ausschlag zugunsten des Eisenbetons geben wird.

Zusammenfassung.

Die vorstehende Arbeit konnte über das Gebiet der Erdbebensicherheit von Gebäuden nur einen kurzen Überblick geben.[6])

Zusammenfassend ist auf die Zerstörungen von Gebäuden im Erdbebengebiet zu sagen, daß, wie überwiegend bei Bauunfällen, so auch hier die Zerstörungen im wesentlichen auf Mängel in statischer Hinsicht zurückzuführen sind.

Der Vergleich beim Erdbeben von 1923 in Japan zerstörter und gut erhalten gebliebener Bauwerke zeigt, daß es mit verhältnißmäßig geringem wirtschaftlichem Mehraufwande möglich ist, erdbebensicher zu bauen. Leider hatte man die Warnungen berufener japanischer und auswärtiger Fachleute, vorsichtiger zu bauen, vor dem Erdbeben als Überängstlichkeit belächelt und für das Erdbebenland ungeeignete Bauweisen auf Grund ihrer vermeintlichen wirtschaftlichen Vorteile kritiklos hingenommen. Erzieherisch hat das Erdbeben gezeigt, wie immer wieder das statische Denken das Haupterfordernis auch für die praktische Bauausführung bleibt.

[4]) Vergl. u. a. Kohnke, „Die Wirkungen von Feuer und Erdbeben auf die Eisenkonstruktionen in San Francisco", Stahl und Eisen 1907. Ferner Dewell, „Earthquake damages on St. Barbara buildings, Engineering News-Record 1925.

[5]) Die Frage der Gründung von Gebäuden im Erdbebengebiete wird in einer demnächst in der „Bautechnik" erscheinenden Abhandlung „Die Erdbebensicherheit von Ingenieurbauten" ausführlicher behandelt werden (vergl. Fußnote [6]).

[6]) Die Arbeit, zugleich mit der in Fußnote [5]) angeführten Abhandlung „Die Erdbebensicherheit von Ingenieurbauten" — besonders von Brücken- und Tunnelbauten, Stütz- und Futtermauern — und mit einer Ergänzung in statischer Hinsicht, unter besonderer Berücksichtigung der Schwingungserscheinungen bei hohen Schornsteinen u. dergl. wird demnächst als „erweiterter Sonderdruck" im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8, erscheinen. Die Schriftleitung.

Alle Rechte vorbehalten.

Aus der Praxis des Holzbaues.

Die bisher für die Aufstellung von Festigkeitsnachweisen zu Holztragwerken ergangenen Vorschriften hatten den großen Nachteil, daß sie auf die Beschaffenheit und den Bau des Holzes nur wenig, meistens überhaupt nicht eingingen. Die Herausgabe der vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke (BH) durch die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft[1]) war deshalb sehr zu begrüßen. Diese Bestimmungen enthalten in ihrem ersten Teil (A. Allgemeine Bedingungen für Lieferung, Abnahme und Aufstellung von Holztragwerken) Regeln, die es dem auch mit dem Baustoff Holz weniger Vertrauten ermöglichen, eine Prüfung der Ware vorzunehmen, und in ihrem zweiten Teil (B. Technische Vorschriften für das Entwerfen und Berechnen von Holztragwerken) Angaben über zulässige Spannungen, Einzelheiten der Ausführung usw., mittels deren auch Nichtspezialisten eine einwandfreie Berechnung von Holztragwerken aufzustellen in der Lage sind. Von der Aufnahme von Auswertungsformeln wurde abgesehen, um die Bestimmungen nicht unübersichtlich zu gestalten. In der Praxis werden sich solche aber nicht vermeiden lassen, und daher soll auf solche, wie auch auf die Berechnung von im Holzbau üblichen Sonderausführungen, eingegangen werden.

1. In der Tafel 4 für die zulässigen Spannungen ist bei winkelrecht zur Längsfaser beanspruchtem Holz zwischen Schwellen- und Stempeldruck unterschieden. Letzterer ist dadurch gekennzeichnet, daß der Randabstand des Stempels wenigstens 2 cm betragen soll. Für mittelstarke Hölzer dürften 2 cm Randabstand genügen; für schwache Hölzer wäre dies zu groß, bei starken aber zu klein. M. E. wird ein Randabstand von 0,1 der Stempelbreite das richtige Maß treffen. Bei einem 10 cm starken Stempel wäre ein Randabstand von 1 cm, bei einem 30 cm starken Holz aber von 3 cm erforderlich. Da der Unterschied der Spannungen zwischen Schwellen- und Stempeldruck verhältnismäßig groß ist, dürfte bei kleinerem Randabstande als dem 0,1 fachen der Stempelbreite die Einführung von Zwischenwerten für die dafür gültige Spannung durch geradlinige Vermittlung geboten sein.

[1]) Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Nach den „BH“ dürfen die Druckspannungen für schrägen Kraftangriff und einen Winkel von 30° zwischen Kraft- und Faserrichtung das 0,6fache und einen Winkel von 60° das 0,3fache der zulässigen Druckkraft in Faserrichtung betragen. Hierbei ist auf die zulässigen Schwellen- bezw. Stempeldrücke keine Rücksicht genommen, denn diese sind z. T. größer zugelassen, als sich die Spannung für nur 60° Abweichung zwischen Kraft- und Faserrichtung ergibt. Beide Werte berücksichtigt die nachstehende Gleichung 1, sowohl den für die Spannung in Faserrichtung als auch den für die winkelrecht dazu zulässige. Ist φ der Winkel zwischen Faser- und Kraftrichtung, σ_φ die zulässige Spannung für diesen Winkel, $\sigma_\parallel$ die zulässige Druckspannung in der Faserrichtung und $\sigma_\perp$ die zulässige Spannung winkelrecht zur Faserrichtung (Schwellen- oder Stempeldruck), so lautet die Auswertungsgleichung:

(1) $$\sigma_\varphi = \sigma_\parallel - (\sigma_\parallel - \sigma_\perp)\sin\varphi = \sigma_\parallel(1 - \sin\varphi) + \sigma_\perp \sin\varphi.$$

Diese Gleichung entspricht auch den Spannungswerten für Nadelholz und Schwellendruck, wie sie die Bestimmungen vorschreiben. In nachstehender Tabelle sind die Werte für σ_φ, wie sie sich nach Gl. 1 ergeben, für die einzelnen Holzarten, und zwar für Winkel von 0°, 30°, 45°, 60° und 90° zwischen Kraft- und Faserrichtung gegenübergestellt.

Winkel φ zwischen Kraft- und Faserrichtung	Eiche und Buche		Nadelholz	
	σ_φ kg/cm²	σ_φ kg/cm²	σ_φ kg/cm²	σ_φ kg/cm²
0°	100	100	80	80
30°	67,5	75	47,5	52,5
45°	54,1	64,7	34,1	41,1
60°	43,7	56,7	23,7	32,4
90°	35	50	15	25

Gl. 1 ist aber auch bei Verbindungsmitteln für schrägen Kraftangriff gut verwendbar. Multipliziert man sie beiderseits mit F und setzt für $F\sigma_\varphi = P_\varphi$, für $F\sigma_\parallel = P_\parallel$ und für $F\sigma_\perp = P_\perp$, so geht sie über in:

(2) $$P_\varphi = P_\parallel(1 - \sin\varphi) + P_\perp \sin\varphi.$$

P_φ bedeutet in dieser Gleichung die für den schrägen Lastangriff zulässige Kraft des Verbindungsmittels, $P_\parallel$ die in Faserrichtung und $P_\perp$ die winkelrecht dazu zulässige Kraft desselben.

Der Christoph & Unmack A.-G. in Niesky ist ein stufenartig abgesetzter Dübel patentiert, der so eingebaut wird, daß der kleinere Dübelteil in Faserrichtung, hingegen der größere schräg zur Faserrichtung zur Wirkung kommt. Durch die Anwendung dieser Dübel ist der schräge Kraftangriff stets berücksichtigt.

Bei Bolzenverbindungen ist ebenfalls auf den schrägen Lastangriff Rücksicht zu nehmen. Bei Mittelhölzern beträgt der zulässige Lochleibungsdruck 100 kg/cm² in Faserrichtung und derjenige winkelrecht dazu $^1/_3$ dieses Wertes. Will man den Winkel zwischen Last- und Kraftrichtung feststellen, für den der dafür zulässige Leibungsdruck und das Biegemoment gleich große Anschlußkräfte ergeben, kann man anschreiben:

(3) $$P = \sigma_\varphi\, d\, a = 100\left(1 - \frac{2}{3}\cdot\sin\varphi\right) d\, a = \frac{\pi d^3 \cdot 1200 \cdot 8}{32\, a},$$ oder

(4) $$\sin\varphi = 1{,}5\left(1 - 3\,\pi\cdot\frac{d^2}{a^2}\right).$$

Für die Winkel 0° bis φ° ist sodann immer das Biegemoment und für die von φ° bis 90° immer der zugehörige Lochleibungsdruck zur Bestimmung der Anschlußkraft maßgebend.

Für Seitenhölzer ergibt sich entsprechend:

(5) $$P = \sigma_\varphi\, d\, a = 50\left(1 - \frac{2}{3}\cdot\sin\varphi\right) d\, a = \frac{27}{4}\cdot\frac{\pi d^3 \cdot 1200}{32\, b}$$ oder

(6) $$\sin\varphi = 1{,}5\left(1 - 5\,\pi\cdot\frac{d^2}{a^2}\right).$$

Fällt der Zahlenwert für $\sin\varphi$ größer als 1 aus, so ist, gleichgültig unter welchem Winkel die Kraft zur Faserrichtung angreift, das Biegemoment immer für die Tragfähigkeit der Bolzenverbindung maßgebend. In Bolzentragkrafttabellen können diese Grenzwerte angegeben werden.

2. Es herrscht auch in Fachkreisen noch vielfach die Meinung, daß die infolge der Verbiegung der Bolzen auftretende Kantenpressung die Tragfähigkeit der Verbindung wesentlich verringere. Es soll nachstehend gezeigt werden, daß dieser Einfluß nicht so groß ist. Nimmt man den Grenzfall an, daß der Lochleibungsdruck und das Biegemoment gleich große Kräfte ergeben, z. B. wenn man in Gl. 4 den Wert $\sin\varphi = 0$ setzt, so ist dafür $a = 3{,}07\, d$. Die Tragkraft des Bolzens ist zu bewerten mit:

$$P = 3{,}07\, d \cdot 100\, d = 307\, d^2.$$

Infolge der Kantenpressung ist die wirkliche Durchbiegung kleiner als für den gleichmäßig belasteten Balken auf zwei Stützen, der Einfachheit halber wird sie aber dieser gleich gesetzt, also:

$$f = \frac{5\,P\,a^3}{384\,E\,J} = \frac{5 \cdot 3{,}07\, d^2 \cdot 3{,}07^3\, d^3 \cdot 64}{384 \cdot 2\,100\,000\,\pi\, d^4} = 0{,}00112\, d.$$

Die sogenannte Bettungsziffer ist bei Holz für größeren Druck abnehmend, für den vorliegenden Fall darf sie mit 600 kg/cm² angenommen werden; es ergibt sich deshalb die Kantenpressung um $600 \cdot 0{,}00112\, d = 0{,}672\, d$ kg/cm² größer als der verbleibende, gleichmäßig verteilt gedachte Druck. Das Belastungsschema ist aus Abb. 1 ersichtlich. Nimmt man die Biegelinie des Bolzens angenähert als Parabel an, so wird die Bolzentragkraft:

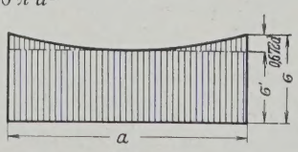


Abb. 1.

$$P = \sigma'\, d\, a + \frac{0{,}672}{3}\cdot d\, a\, d = 100\, d\, a \text{ oder } \sigma' = 100 - \frac{0{,}672}{3}\cdot d$$

$$\text{und } \sigma = 100 + \frac{2}{3}\cdot 0{,}672\, d = 100 + 0{,}448\, d.$$

Bei Bolzen von 2 cm Durchm. ist die Kantenpressung demnach um 0,9 % und bei Bolzen von 3 cm Durchm. um 1,34 % größer als der gleichmäßig verteilt gedachte Flächendruck.

Vielfach wird noch die Berechnung der Bolzen auf Abscheren angegeben. In Wirklichkeit sind aber nur das Biegemoment oder der Lochleibungsdruck des Bolzens für dessen Querschnittbemessung maßgebend. Berücksichtigt man, daß der Baustoff Holz den flußstählernen Bolzen gegenüber nur eine geringe Festigkeit besitzt, so wird man zu dem Schluß kommen, daß das viel schwächere Holz niemals den Bolzen abscheren kann. Ein Nachweis des Abscherens des Bolzens erübrigt sich deshalb immer. Wenn bei Versuchen oder anderen Vorkommnissen flußstählerne Bolzen zerstört wurden, so war die Ursache dafür immer eine andere als das Abscheren, es handelte sich dabei immer um nicht biegesichere Bolzenverbindungen. Bolzenverbindungen können in vielen Fällen ebenso vorteilhaft angewandt werden wie Spezialverbindungsmittel. Die Aufnahme von Formeln zur Berechnung von Bolzen zur Verbindung von Holzkonstruktionen in den Bestimmungen der Deutschen Reichsbahn ist deshalb zu begrüßen.

3. Zu den im Holzbau viel verwendeten Tragelementen gehören die Kopfbandbalken. Diese werden fast ausschließlich so berechnet, daß als Stützweite die zwischen den Kopfbändern verbleibende Länge angenommen wird. Für gleichmäßig schwankende Belastungen und gleiche Stützweiten in allen Belastungsfeldern läßt sich diese Regel als richtig anerkennen, jedoch nicht bei ungleichen Feldteilungen und bei wandernden Lasten, wie solche bei Holzbrücken, Speicher- und Wohngebäuden auftreten. Es soll deshalb auf die Berechnung von Kopfbandbalken eingegangen werden, die außer der ständigen Last eine feldweise auftretende, wandernde, gleichmäßige Belastung erhalten können. Die Berechnung von Kopfbandbalken, die durch andere wandernde Lasten beansprucht werden, oder auch solcher mit ungleichen Stützweiten ist sinngemäß vorzunehmen. Man darf annehmen, daß die Stützen nur im lotrechten Sinn tragfähig, jedoch nach der Seite vollkommen elastisch sind, und daß der mit nur ständiger Last beanspruchte Balken über dem Kopfband gelenkig gelagert ist. Der sodann über diesem entstehende Auflagerdruck wirkt in dem benachbarten, vollbelasteten Felde beim Angriff des Kopfbandes entlastend. Als Beispiel sei die Anordnung Abb. 2 gewählt. Die Feldteilung ist hierbei durchweg gleich groß, die Auskragung der Kopfbänder habe das Maß a, die Stützenentfernung das Maß l. Auf den Außenseiten der Endfelder sind keine Kopfbänder angeordnet. Zur Berechnung der Balken in den Endfeldern dienen folgende Gleichungen. Der Endauflagerdruck

(7) $$A = (g+p)\frac{l}{2} - g\cdot\frac{l\,a}{2\,l} = g\cdot\frac{l-a}{2} + p\cdot\frac{l}{2},$$ und

(8) $$M = \frac{A^2}{2\,(g+p)} = \frac{1}{8\,(g+p)}\,[g\,(l-a) + p\,l]^2.$$

Für ein Zwischenfeld, das nicht neben einem Endfelde liegt, läßt sich ohne weiteres anschreiben:

(9) $$M = (g+p)\frac{l^2}{8} - g\cdot\frac{l\,a}{2}.$$

Für das neben einem Endfelde liegende Zwischenfeld, z. B. Feld IV—V, ist anzuschreiben:

(10) $$\begin{cases} C = (g+p)\,\dfrac{l}{2} - g\cdot\dfrac{l^2\,a}{2\,l\,(l-a)} - g\cdot\dfrac{l\,(l-a)}{2\,l} \\ \qquad\qquad = p\cdot\dfrac{l}{2} - g\cdot\dfrac{a^2}{2\,(l-a)}. \end{cases}$$

Der gefährliche Querschnitt liegt bei

$$x = \frac{p-g}{p+g}\cdot\frac{l}{2} - g\cdot\frac{a^2}{2\,(g+p)\,(l-a)}.$$

Das größte Moment findet man zu

(11) $$M = \frac{1}{8\,(g+p)}\left[(p-g)\,l - g\cdot\frac{a^2}{l-a}\right]^2 + g\cdot\frac{l\,a}{2}.$$

Für den Fall, daß nur zwei Felder vorhanden sind (Abb. 3), berechnen sich:

der Auflagerdruck

(12) $$A = (g+p)\frac{l}{2} - g\cdot\frac{l^2\,a}{2\,(l-a)\,l} = p\cdot\frac{l}{2} + g\cdot\frac{l}{2}\cdot\frac{l-2a}{l-a},$$

das Moment

(13) $$M = \frac{A^2}{2\,(g+p)} = \frac{l^2}{8\,(g+p)}\left(g\cdot\frac{l-2a}{l-a} + p\right)^2.$$

In den Außenfeldern, und zwar nach der Außenseite zu, sollte man möglichst keine Kopfbänder anordnen, es sei denn, daß die Außenwände für den wagerechten Schub durch das Kopfband statisch nachgewiesen werden. Bei einer Ausführung, zu der Verfasser zur Behebung der eingetretenen Schäden als Gutachter herangezogen worden war, war das Außenmauerwerk durch die Kopfbänder um etwa 3 cm nach außen gedrückt und der Kopfbandbalken entsprechend aus dem Mauerwerk gezogen worden, da die leichte Verankerung dem Seitenschub nicht widerstehen konnte. Auf eine gute Verbindung der Kopfbandbalken an den Stößen ist zu achten. Die Tragfähigkeit von Kopfbandbalken läßt sich erhöhen,

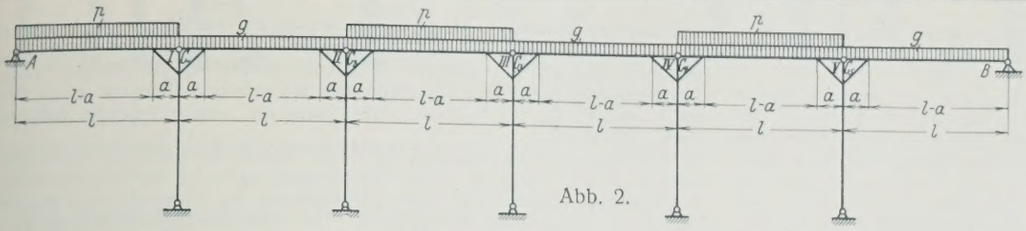


Abb. 2.

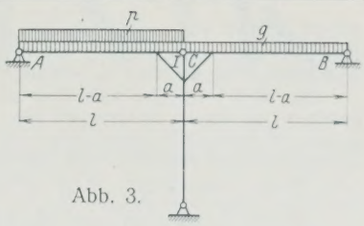


Abb. 3.

wenn diese miteinander verzapft werden, so daß das Ende des entlasteten Feldes durch das des belasteten Feldes nach unten gedrückt wird. Auf die Berechnungsweise derart verbundener Kopfbandbalken soll aber hier, da zu weitläufig, nicht eingegangen werden.

4. Eine häufige Ausführung im Holzbau ist die des Lamellenträgers, zu deren Art auch Dübelbalken zu rechnen sind. Die hauptsächlichsten Fehler, durch die die Tragfähigkeit der Lamellenträger verringert wird, sind:

a) Wahl ungeeigneter Verbindungsmittel,
b) Ungenügende Anzahl der Verbindungen,
c) Schlechte Bearbeitung in den Verbindungsstellen und
d) Einbau der Verbindungen an falscher Stelle.

Geringe Nachgiebigkeit in den Verbindungsstellen erzeugt schon große Durchbiegungen. Wie bekannt, geben alle Verbindungen durch die dadurch entstehenden Kräfte, in den Stoßstellen nach, das eine Verbindungsmittel mehr, das andere weniger. Ist das Verbindungsmittel aber noch dem Schwinden und Quellen unterworfen, ohne daß eine häufige Kontrolle durch Nachstellen und dergl. möglich ist, so sollte es als ungeeignet verworfen werden. Als sehr nachgiebig sind auch Holzdübel jeder Art, die winkelrecht zur Faser beansprucht werden, zu bezeichnen, da Holz in diesem Sinne ungefähr 15 bis 20 mal so nachgiebig ist als in der Faserrichtung. Die Herabsetzung der Widerstandsmomente bei verdübelten Balken nach den Vorschriften auf das 0,8 fache für zweiteilige und auf das 0,6 fache für dreiteilige Querschnitte ist für gewisse Arten berechtigt, aber nicht bei solchen Dübelbalken, die die zu a bis d aufgeführten Nachteile nicht aufweisen. Bei der Verwendung von starren Verbindungsmitteln in ausreichender Zahl, die in mechanisch hergestellte, dicht sitzende Vertiefungen und an richtiger Stelle eingebaut werden, liegt kein Grund vor, derartige Tragelemente anderen gegenüber statisch zu benachteiligen. Die Nachgiebigkeit der Verbindungselemente kann durch den Abbund mit Überhöhung behoben werden. Verfasser führt schon seit einer Reihe von Jahren mit Verwendung von Tellerdübeln der Fa. Christoph & Unmack Dübelbalken aus, für die die Widerstandsmomente nicht herabgesetzt wurden, ohne daß sich bisher Nachteile gezeigt hätten.

Es soll noch auf die statische Berechnung von Lamellenträgern eingegangen werden. Es sind zweierlei Lamellenträger zu unterscheiden, solche, deren Lamellen miteinander verbunden sind, so daß sie als einheitlicher Körper wirken, und solche, deren Lamellen nicht voll schubsicher gegeneinander verbunden sind. Als Grundsystem sei der dreiteilige Träger gewählt, da von diesem auf alle anderen geschlossen werden darf, dieser bestehe aber auch aus drei voneinander verschiedenen Lamellen, deren oberste die Fläche F_o, das Trägheitsmoment J_o und die Schwerpunktabstände a_1 bezw. a_2 habe, die mittelste entsprechend F_m, J_m, a_3 und a_4 und die untere entsprechend F_u, J_u, a_5 und a_6. Zwischen den oberen beiden Lamellen wirke eine durch das Moment infolge einer Schubverbindung erzeugte Längskraft T_o und zwischen dem mittleren und unteren Holz eine ähnliche Längskraft T_u. Unter Bezug auf Abb. 4 können die Momente der drei Lamellen angeschrieben werden:

$$(14)\quad M_o = M_1 - T_o\, a_2;\quad M_m = M_2 - T_o\, a_3 - T_u\, a_4;\quad M_u = M_3 - T_u\, a_5.$$

Man begeht keinen wesentlichen Fehler, wenn man die Krümmungshalbmesser aller drei Lamellen gleich groß setzt, letztere dürfen in Richtung der angreifenden Kräfte als gegenseitig aufeinandergehalten angesehen werden. Man kann sodann weiter anschreiben:

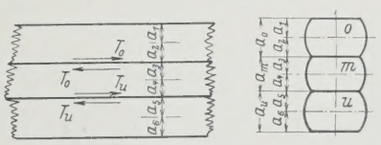


Abb. 4.

$$(15)\quad \left\{\begin{aligned} \varrho = \frac{E J_o}{M_o} = \frac{E J_m}{M_m} = \frac{E J_u}{M_u} &= \frac{E J_o}{M_1 - T_o\, a_2} \\ &= \frac{E J_m}{M_2 - T_o\, a_3 - T_u\, a_4} = \frac{E J_u}{M_3 - T_u\, a_5}. \end{aligned}\right.$$

Durch Nebenrechnung sind hieraus ermittelt:

$$(16)\quad M_o = \frac{M J_o}{J_o + J_m + J_u} - \frac{T_o J_o (a_2 + a_3)}{J_o + J_u + J_m} - \frac{T_u J_o (a_4 + a_5)}{J_o + J_m + J_u}$$

$$(17)\quad M_m = \frac{M J_m}{J_o + J_m + J_u} - \frac{T_o J_m (a_2 + a_3)}{J_o + J_m + J_u} - \frac{T_u J_m (a_4 + a_5)}{J_o + J_m + J_u}$$

$$(18)\quad M_u = \frac{M J_u}{J_o + J_m + J_u} - \frac{T_o J_u (a_2 + a_3)}{J_o + J_m + J_u} - \frac{T_u J_u (a_4 + a_5)}{J_o + J_m + J_u}.$$

Sind die Lamellen nicht voll auf Schub angeschlossen, so können nach Ermittlung von T_o und T_u die in den einzelnen Lamellen auftretenden Momente ermittelt und die Spannungen berechnet werden durch:

$$(19)\quad \sigma = \frac{\pm M}{W} + \frac{\Sigma(T)}{F}.$$

Für allgemeine Fälle (beliebige Lamellenzahl) kann nach Gl. 17 angeschrieben werden, wenn anstatt $(a_2 + a_3) : x_o$ und anstatt $(a_4 + a_5) : x_u$ gesetzt wird:

$$(20)\quad M_x = \frac{M J_x}{\Sigma(J_x)} - \frac{T_o J_x x_o}{\Sigma(J_x)} - \frac{T_u J_x x_u}{\Sigma(J_x)} = \frac{J_x}{\Sigma(J_x)} (M - T_o\, x_o - T_u\, x_u).$$

Hierin bedeuten T_o die über dem bezogenen Trägerquerschnittsteilchen wirkende Schubkraft und T_u die unterhalb des Teilchens wirkende Schubkraft. Man kann also jeden beliebig vielteiligen Lamellenträger als aus drei Lamellen bestehend betrachten, indem der über der bezogenen Lamelle liegende Teil als eine und der darunterliegende Teil ebenfalls als eine Lamelle angesehen werden. Bei einem aus nur zwei Teilen bestehenden Lamellenträger ist entweder T_o oder $T_u = 0$ zu setzen; für diese behält Gl. 20 ebenfalls ihre Gültigkeit.

Dübelbalken werden aber auch öfters so ausgeführt, daß ein oder zwei Balken von Auflager zu Auflager durchgehend angeordnet sind, hingegen einer nur soweit, als dies die Momente bedingen. Da dieser Balken aber den Gesamtquerschnitt ergänzen soll, ist es Bedingung, daß er nicht nur für die Querkraft, sondern für das ganze Moment angeschlossen wird, es sind deshalb genau soviel Dübelverbindungen nötig, als wenn er auch von Auflager zu Auflager durchgeführt wäre, denn die gesamte Anschlußkraft ist immer nach den Gleichungen zu errechnen:

$$(21)\quad T_o = M \cdot \frac{S_o}{J};$$

$$(22)\quad T_u = M \cdot \frac{S_u}{J}.$$

Die Dübelentfernungen bei Dübelbalken ergeben sich aus den Momentdifferenzen in ähnlicher Weise, wie im Eisenbetonbau die Abbiegungen der Schrägeisen zur Aufnahme der schrägen Zugkräfte bestimmt werden. Geht man von dem Punkte des größten Momentes aus, so ergeben sich diese Abstände bei gleichmäßig verteilter Last nach den Auflagern zu, wenn zehn Dübel erforderlich sind, zu:

$$(0{,}2108 + 0{,}1747 + 0{,}1145 + 0{,}0915 + 0{,}0790 + 0{,}0705 + 0{,}0645 + 0{,}0600 + 0{,}0560 + 0{,}0535 + 0{,}0250)\, 0{,}5 \cdot l = 0{,}5\, l.$$

Sind aber nur n Stück Dübel erforderlich, so kann man deren Abstände aus vorstehenden errechnen, indem man wiederum vom Punkte des größten Momentes ausgeht und nur n Abstände ermittelt. Benennt man obige Abstände mit e_{10}, so sind die für n Dübel anzuschreiben mit:

$$e_n = e_{10} \sqrt{\frac{10}{n}}.$$

Voraussetzung ist hierbei, daß n gleich oder kleiner als 10 ist.

Wilhelm Faust.

Vermischtes.

Gutachten der Akademie des Bauwesens betreffend das Schiffshebewerk bei Niederfinow (vom 11. Mai 1927). Durch Erlaß des Herrn Finanzministers vom 14. Februar 1927 — Nr. III 10. 1. — Ob. — 7. — ist die Akademie des Bauwesens beauftragt worden, ein Gutachten über den neuen Entwurf der Reichswasserstraßenverwaltung zu einem Schiffshebewerk bei Niederfinow zu erstatten.

Als Unterlagen für das Gutachten standen zur Verfügung:

1. die Entwurfszeichnungen, Berechnungen und Erläuterungen der Reichswasserstraßenverwaltung, von denen ein Auszug allen Mitgliedern zugegangen ist,
2. ein Vortrag des Herrn Ministerialrats Dr.-Ing. Ellerbeck,
3. das Teilmodell im Maßstab 1 : 5 und die an ihm gesammelten Versuchsergebnisse und Erfahrungen,
4. die Versuchsergebnisse im Versuchsturm in Dahlem.

Der Grundgedanke des neuen Entwurfes der Reichswasserstraßenverwaltung[1]), den Trog an Seilen aufzuhängen, die über Seilscheiben laufen und an den freien Enden Gegengewichte tragen, lehnt sich an einen der drei Entwürfe an, über die im Gutachten der Akademie vom 27. Dezember

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 23, S. 330.

1912[2]) gesagt war: „daß die eingeschlagenen Wege bei vollständiger Durcharbeitung im einzelnen sämtlich zu dem Ziele führen werden, betriebssichere Hebewerke zu schaffen".

Der 4200 t schwere und 37 m zu hebende Trog wird von 256 Seilen getragen, an denen 32 Gruppen von je 6 Gegengewichten hängen. Das ganze erforderliche Gegengewicht ist in eine möglichst große Zahl von Einzelgewichten aufgelöst. Das Gewicht der ablaufenden Seile wird durch vier Ketten ausgeglichen. Eine Gruppe von sechs Gegengewichten wird von einem Rahmen umfaßt, der an zwei besonderen Seilen hängt und der im Falle eines Seilbruches das fallende Gegengewicht auffängt. Die Wahl dieses Gewichtsausgleiches muß als eine glückliche bezeichnet werden. In der vorgeschlagenen Konstruktion haben alle Einzelheiten eine erprobte Form und Größe. Die weitgehende Teilung des Gegengewichtes gibt den Seilen, Seilscheiben und Lagern Abmessungen, die eine ausreichende Lebensdauer sichern, und gewährt die größte Betriebssicherheit. Denn selbst für den unwahrscheinlichen Fall eines Seilbruches braucht der Betrieb nicht still zu stehen, können die beschädigten Teile leicht ausgewechselt werden. Die Last des Bauwerks wird auf die ganze Länge auf den ungünstigen Baugrund möglichst gleichmäßig verteilt.

Der vollkommen ausgewogene Trog wird an vier Zahnstockleitern durch vier Ritzel gehoben, die von vier 75pferdigen Elektromotoren angetrieben sind. Die vier Motoren sind durch eine Ringwellenleitung untereinander gekuppelt. Um bei einer erheblichen Gleichgewichtsstörung, insbesondere bei einem Leckwerden und Auslaufen des Troges den Trog festzuhalten, soll der Antrieb nach dem Patent Loebell ausgeführt werden. Außerdem sind elektrische Bremsen vorgesehen. Vier Schraubenspindeln, die sogenannten Drehriegel, laufen bei der regelmäßigen Bewegung des Troges zwischen vier Mutterbackensäulen, aber mit einem Spielraum zwischen den Schrauben und den Mutterbacken. Erst bei der Störung des Gleichgewichts verschieben sich die auf Schwingen unter bestimmter Federvorspannung gelagerten Ritzel durch Überschreitung der Federspannung und Drehung der Schwingen; die Drehriegel setzen sich auf und sperren die Bewegung; da das Gewicht des Troges vollkommen ausgeglichen ist, die Fahrwiderstände aber nach den Versuchen im Dahlemer Turm genau bestimmbar sind, kann die Stärke der Motoren vollkommen zuverlässig bemessen werden. In der geschlossenen Ringleitung zwischen den vier Motoren können wohl bei Formänderungen der Eisenkonstruktion Zwängungsspannungen entstehen; doch ermöglicht die geschlossene Ringleitung anderseits beim Ausfall eines Motors am sichersten eine gleichmäßige Verteilung der Belastung auf die noch laufenden Motoren. Ob man den Stirnrädern der Ritzelwellen Schrägzähne geben soll, muß bei der Durcharbeitung der Einzelheiten entschieden werden. Das Loebellsche Patent stellt einen sehr guten, vollkommen betriebsicheren Antrieb des Troges dar. Bei einem Unfall kann man bestimmt darauf rechnen, daß der Trog festgehalten wird, weil alle Teile der Vorrichtung dauernd in Betrieb sind. Es empfiehlt sich, den Schraubenspindeln solche Abmessungen zu geben, daß unter Umständen der vorgesehene Spielraum von 30 mm zwischen Schraube und Mutter auf 50 mm erhöht werden kann, damit bei Schwingungen und Windwirkungen keine unbeabsichtigte Sperrung entsteht. Auf die Verwendung einer Steuerung, die ein möglichst stoßfreies Anfahren gestattet, ist Bedacht zu nehmen.

Der Trog ist durch elektrisch angetriebene Hubtore geschlossen. Der notwendige Spielraum zwischen Trog und Haltung wird durch einen elektrisch bewegten U-förmigen Rahmen zuverlässig gedichtet, und der Zwischenraum beim Anschluß an die Haltung gefüllt. Dieses Verfahren bietet gegenüber der Keildichtung den Vorzug, daß die Kräfte für die Bewegung des Troges durch die Dichtung nicht beeinflußt werden.

Die Seilscheiben, die Führungen der Gegengewichte und des Troges, die Zahnstockleitern und die Mutterbackensäulen werden von einem Eisengerüst getragen, das aus Zweigelenkrahmen besteht, die gruppenweise zu drei räumlichen Fachwerken zusammengefaßt sind: einem Mittelturm mit den Zahnstockleitern und den Mutterbackensäulen, dem Ostturm mit dem Pufferbalken zur Sicherung des Tores gegen die in den Trog einfahrenden Schiffe, dem Westturm mit der Längsführung des Troges und dem Auflager für die an das Hebewerk anschließende Kanalbrücke. Mittelturm und Westturm sind für sich standfest, der Ostturm stützt sich gegen den Mittelturm.

Das ganze Hebewerk ist aus dem Hang herausgeschoben, um es nicht auf das unsichere Berührungsgebiet zwischen Diluvium und Tertiär zu stellen. Dieses Gebiet wird durch die Kanalbrücke mit einer Mittelöffnung von 84 m überbaut.

Für das Gerüst ist Flußstahl St 37 vorgesehen, für den Trog ein hochwertiger Baustoff.

Die Fundamentsohle reicht bis 19,5 m unter den Grundwasserspiegel. Daher soll der Grundbau in neun Senkkasten aus Eisenbeton aufgelöst und unter Anwendung von Grundwassersenkung und Druckluft ausgeführt werden.

Die Gliederung des Troggerüstes, die Stellung des Hebewerkes und sein Anschluß an die obere Kanalhaltung paßt sich gut den ungünstigen Eigenschaften des Baugrundes an. Die Wahl eines Eisengerüstes statt eines Eisenbetonbaues erschwert zwar eine gute äußere Gestaltung des Bauwerks, muß aber vom konstruktiven Standpunkt und mit Rücksicht auf den ungünstigen Baugrund unbedingt als richtig bezeichnet werden. Die Verbindung der eisernen Antriebsteile, z. B. der Zahnstockleiter und der Mutterbackensäulen, mit einem Eisenbetongerüst wäre kaum einwandfrei zu lösen. Mit Recht sieht der Entwurf an dem die Zahnstockleitern tragenden Mittelturm seitliche Streben vor, die unentbehrlich sind, um die Schwingungen des hohen, schlanken Gerüstes mit den schweren Belastungen zu dämpfen. Die Abmessungen dieser Streben müssen besonders sorgfältig bemessen werden, damit zwischen den Eigenschwingungen des Gerüstes und den periodischen Stößen der Ritzel und der Motoren keine Resonanz entsteht. Einige Einzelheiten des eisernen Gerüstes lassen sich im Hinblick auf die Kräfteverteilung und die architektonische Wirkung noch verbessern.

Das Gerüst aus Flußstahl St 37 zu bauen, ist durchaus berechtigt, weil in diesem Falle zu große Durchbiegungen nicht durch Vermehrung der Bauhöhe, sondern nur durch Vergrößerung der wesentlichen Stabquerschnitte vermindert werden können. Die Baustoff-Frage beim Trog wird bei der Vergebung noch einmal geprüft werden müssen, weil bis zu dem Zeitpunkt wohl eine größere Klärung der Stahlfrage zu erwarten ist.

Ob und gegebenenfalls bis zu welcher Tiefe eine Grundwasserabsenkung bei der Nähe der Schleusentreppe zulässig ist, kann auf Grund der der Akademie vorgelegten Unterlagen nicht beurteilt werden.

Die Akademie des Bauwesens kann ihr Urteil dahin zusammenfassen, daß der sehr sorgfältig durchgearbeitete und baureife Entwurf für das Schiffshebewerk in Niederfinow ein durchaus zweckmäßiges und betriebssicheres Bauwerk darstellt.

Auf Grund von Besprechungen der Abteilung für den Hochbau mit der Abteilung für das Ingenieur- und Maschinenwesen kann Eisenbeton, der sich wohl wirkungsvoll gestalten ließe, als Material für das Traggerüst wegen konstruktiver Schwierigkeiten und mit Rücksicht auf den ungünstigen Baugrund nich in Betracht gezogen werden.

Wenn auch bei einem solchen Bauwerk, das seinen berechtigten Charakter eines einer Maschine gleichzuachtenden Werkes hat, es nicht angängig erscheint, aus architektonischen Gründen ihm irgendwelche zusätzliche Formen zu geben, so empfiehlt es sich doch, zu prüfen, ob es möglich ist, ohne Schaden für die Betriebssicherheit, eine mehr künstlerisch befriedigende Gliederung des Eisengerüstes zu erreichen

1. und hauptsächlich durch Fortführung der Horizontalen des Brückensteges um das Hebewerk herum. Letzteres würde dadurch eine wohltuende, zweckentsprechende Teilung in seiner Höhenentwicklung erhalten;
2. durch Anbringung weiterer Streben an den beiden Stirnseiten, jedoch alle Streben tunlichst in einer mehr körperlichen, flächigen und leicht bogenförmigen Gestaltung gegenüber der vorgesehenen, mager und schwächlich wirkenden des Modelles;
3. durch Prüfung, ob es möglich ist, das Schiffshebewerk durch vollwandige Ausbildung einzelner Rahmenteile so zu gliedern, daß dadurch die tragenden Konstruktionsteile als solche mehr betont werden;
4. könnte durch Beseitigung des balkonartigen Aufbaues an der östlichen Stirnseite und durch Auskragung nur eines einfachen Balkons in Höhe der Brückensteglinie eine schlichtere und ruhigere Erscheinung des Werkes zu gewinnen sein.
5. Schließlich wird vorgeschlagen, für das dem frei im Gelände stehenden gewaltigen Bauwerk vorgelagerte Betriebsgebäude eine tunlichst einfache Umrißform zu wählen, sowie für den Anschluß und Übergang des Brückensteges in den Anberg ein sichtbares Auflager zu schaffen.

Eine Überarbeitung des Entwurfs in architektonischer Hinsicht erachtet die Akademie daher für wünschenswert.

Akademie des Bauwesens.
Geyer.

Tagung des Verwaltungsrates der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in Dresden vom 4. bis 6. Juli. Infolge der günstigen Entwicklung des Güterverkehrs ist das ursprünglich aufgestellte, zu Anfang 1927 gedrosselte Beschaffungsprogramm wieder aufgenommen worden. Von den restlich bewilligten 120 Mill. R.-M. entfällt auf die Unterhaltung und Erneuerung der baulichen Anlagen einschl. des Oberbaues und Verstärkung der Brücken ein Mehraufwand von 43 Mill. R.-M., auf die Unterhaltung und Erneuerung der Fahrzeuge und maschinellen Anlagen weitere 34 Mill. R.-M., auf Ersatz von Fahrzeugen 50 Mill. R.-M. Ferner wird im Berliner Stadt- und Vorortverkehr die Nahzone (15-Pf.-Zone) von 7,5 auf rd. 12 km hinausgerückt und der Übergangsverkehr zwischen Stadt- u. Ringbahn und der bisherigen Nahzone verbilligt. Ls.

Personalnachrichten.

Sachsen. Straßen- und Wasser-Bauverwaltung. Angestellt: Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Sachs als planmäßiger Regierungsbaumeister mit der Amtsbezeichnung „Regierungsbaurat", ab 1. Juni 1927.

Versetzt: Regierungsbaurat Dr.-Ing. Sachs vom Talsperren-Bauamt Crimmitschau in Langenhessen zum Talsperren-Bauamt Kriebstein in Kriebethal, ab 1. April 1927. Regierungsbaurat Gruhle vom Wasserkraft-Bauamt Wurzen als Vorstand zum Talsperren-Bauamt Lehnmühle, ab 1. April 1927. Regierungsbaudirektor Dr.-Ing. Schober vom Straßen- und Wasser-Bauamt Schwarzenberg zum Kanal-Bauamt Leipzig, ab 1. Mai 1927.

INHALT: Berechnung gewölbter Talbrücken auf hohen, elastischen Pfeilern bei räumlichem Kraftangriff mittels des Formänderungsverfahrens. — Die Erdbebensicherheit von Gebäuden. (Schluß.) — Aus der Praxis des Holzbaues. — Vermischtes: Gutachten der Akademie des Bauwesens betreffend das Schiffshebewerk bei Niederfinow. — Tagung des Verwaltungsrates der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

[2]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1913, S. 136.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 29. Juli 1927. Heft 33

Das Hauptgebäude der Werftanlage der A.-G. für Dornierflugzeuge in Altenrhein bei Rorschach.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **Maier-Leibnitz,** Stuttgart.

Das im Jahre 1926 begonnene und im Frühjahr 1927 fertiggestellte, zur Herstellung von Flugzeugen dienende Gebäude besteht, wie die Übersichtszeichnung Abb. 1 (S. 462) zeigt, aus:

1. einer Montagehalle von 60 m Länge, 40 m Breite und 12,5 m lichter Höhe;
2. einer dreischiffigen Bauhalle von 60 m Länge, 75 m Breite und 8,5 m lichter Höhe;
3. zwei vierschiffigen Werkstatthallen von je 60 m Länge, 60 m Breite und 5 m lichter Höhe.

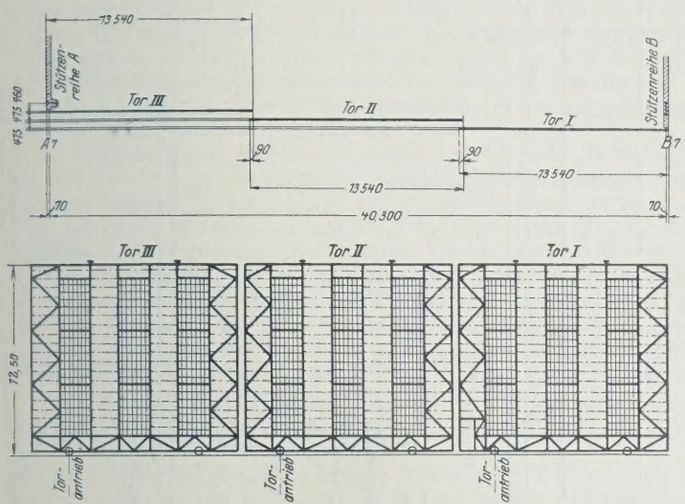


Abb. 2. Tore der Montagehalle.

Der Bearbeitungsgang beginnt in der nordöstlichen Ecke der Werkstatthallen, in denen die Werkzeugmaschinen aufgestellt sind, und setzt sich in den Bauhallen fort, wo die Großteile der Flügel und des Rumpfes, sowie die Fahrgestelle hergestellt werden. Er findet seinen Abschluß in der Montagehalle.

Mit Kote „0" ist die Höhe 398,40 m ü. M. gleich Hallenfußbodenoberkante angenommen. In den Abbildungen sind die Stützenreihen von Westen nach Osten mit *A, B, D, E, . . . O* bezeichnet, in der Längsrichtung von Norden nach Süden mit 1 bis 7.

Für die undurchsichtige Dachhaut des ganzen Gebäudes sind Bimsbetonstegplatten gewählt, abgedeckt mit je einer Lage Teer- und teerfreier Pappe. Das Tageslicht wird zugeführt, außer durch Fenster in den Wänden, durch 10 m voneinander entfernte, im lichten 3 m breite satteldachförmige Raupenoberlichter, deren Firstlinien unmittelbar über den Binderobergurten liegen.

Die Wände sind als Eisenfachwerkwände unter Verwendung von 15 cm starken Hohlsteinen ausgebildet, mit Ausnahme der Teile über den Toren, die mit Eternit verkleidet sind.

Für den Fußboden der Montagehalle und der Bauhalle wurde Holzpflaster, für den der Werkstatthallen Eubolith (Steinholz) verwendet.

Dadurch, daß die Binder in die Oberlichter gelegt wurden, wurde an Raumhöhe gespart und die Heizung (siehe *D*) erleichtert. Die Raumabmessungen sind für eine Belegschaft von 600 Arbeitern gewählt.

A. Das Traggerippe des Gebäudes.

a) Die Montagehalle befindet sich am Westende der Werftanlage. Ihre südliche Giebelwand ist in ihrer ganzen Breite durch drei Schiebetore von 12,5 m Höhe geschlossen. Die in Abb. 2 dargestellten Schiebetore werden von Hand angetrieben, laufen auf unteren Rollen und sind oben geführt. Die Achsen der oberen Führungsrollen (Abb. 5d) sind an den Toren längsverschieblich gelagert, um den ungünstigen Einfluß von Durchbiegungen der Dachkonstruktion auszuschalten. Bis zu einer Höhe von 1,3 m über dem Fußboden sind sie mit Blech, darüber mit Eternitplatten verkleidet. Sie lassen sich durch zwei Mann, auch bei daraufstehendem Winde nach Westen zu öffnen. Die Kranausrüstung der Halle ist aus Abb. 1a u. 1b zu ersehen. Die höchste Hakenhöhe liegt durchweg auf + 10,00. Die 40 m weit gespannten Fachwerkbalkenbinder (Abb. 3) ruhen in der Wand *A* auf einer Pendelstütze, in der Wand *B* auf einer eingespannten Stütze (Abb. 4). Da die Pfettenobergurte wesentlich tiefer liegen als die Binderobergurte, sind die Knoten des Obergurtes alle 2,5 m auf die ebensoweit entfernten Pfetten abgestützt, um damit kleine Knicklängen des Bindergurtes für Knicken aus der Trägerebene zu erhalten. An den Bindern sind die Kranbahnen zweier Krane von je 2 t Tragkraft und eines Kranes von 10 t Tragkraft aufgehängt.

Der Wind von Westen auf die Längswand *A* wird von Zwischenstielen auf wagerechte Riegel und von diesen auf die Pendelstützen der Wand *A* übertragen (Abb. 3). Für diese Windbelastung wirkt jede Pendelstütze als einfacher Balken, der im Fundament und am Binder aufgelagert ist. Die obere Auflagerkraft wird durch den Binderuntergurt auf die eingespannte Stütze *B* und von dieser auf deren Fundament weiter geleitet. Der Wind von Süden auf die Tore und auf die Schürze wird mittels eines Dachverbandes und eines wage-

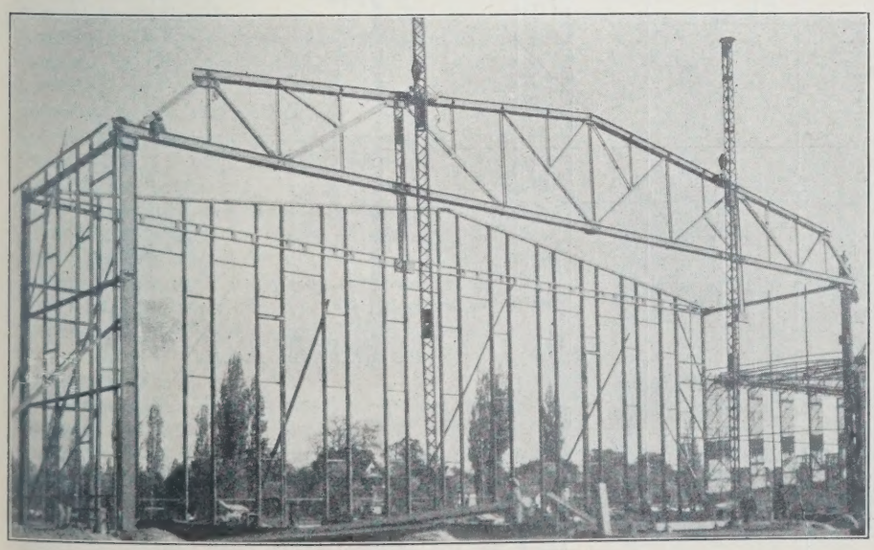


Abb. 3. Montagehalle (Montierungsbild).

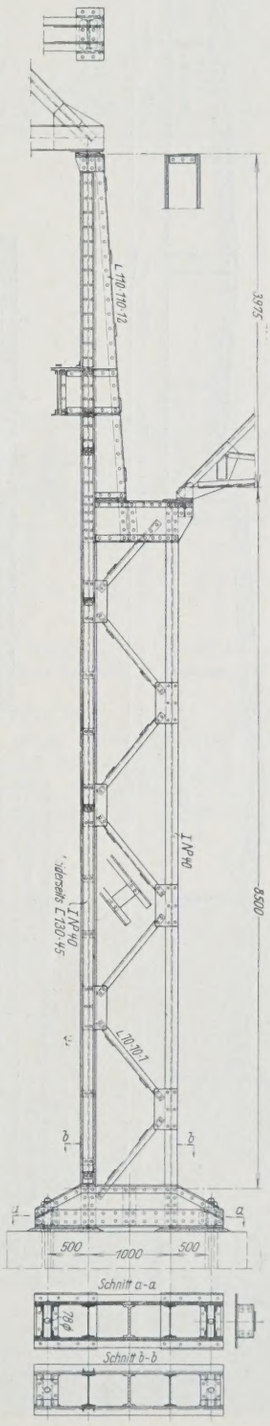


Abb. 4. Stützen der Wand *B*.

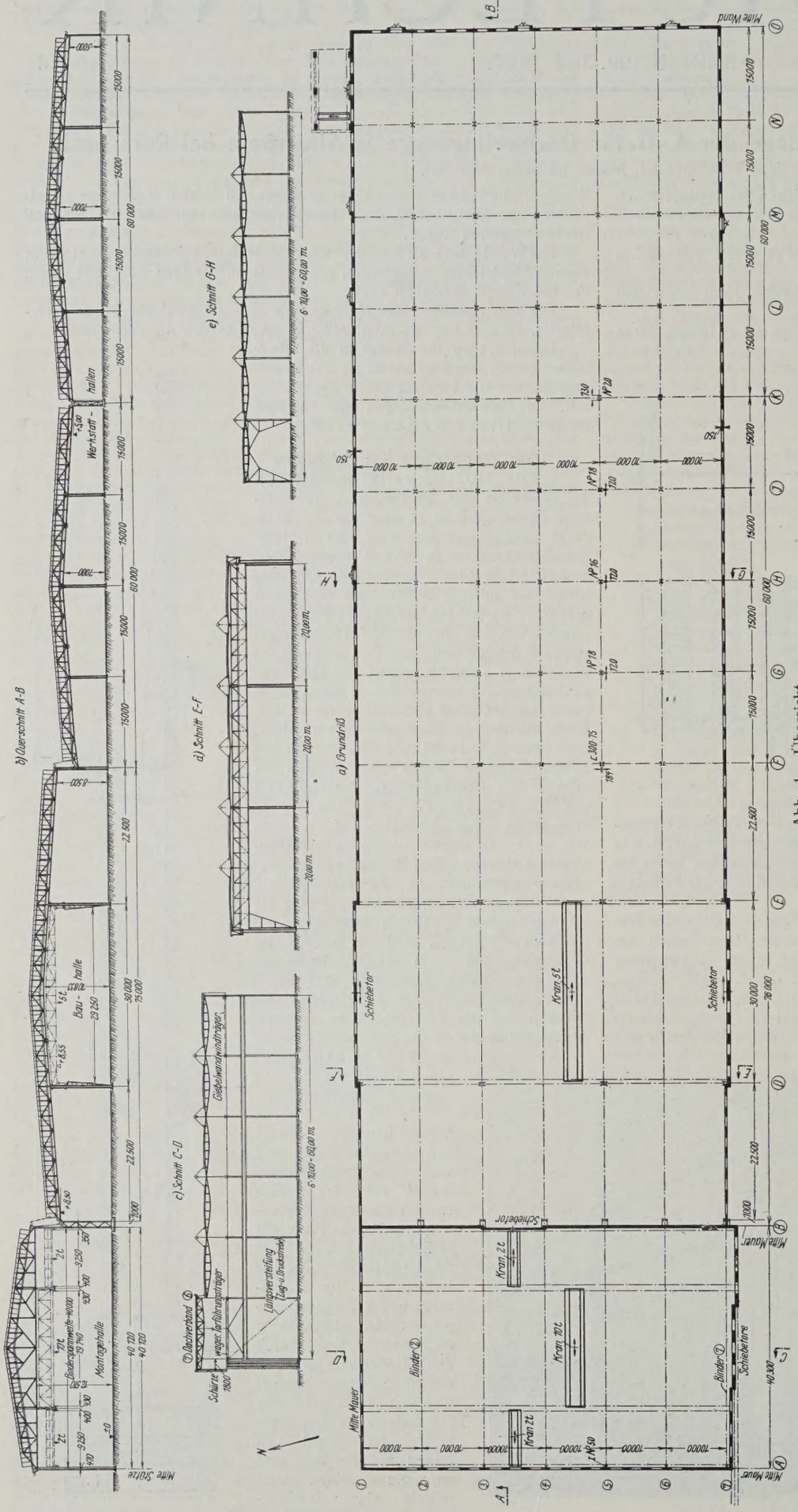


Abb. 1. Übersicht.

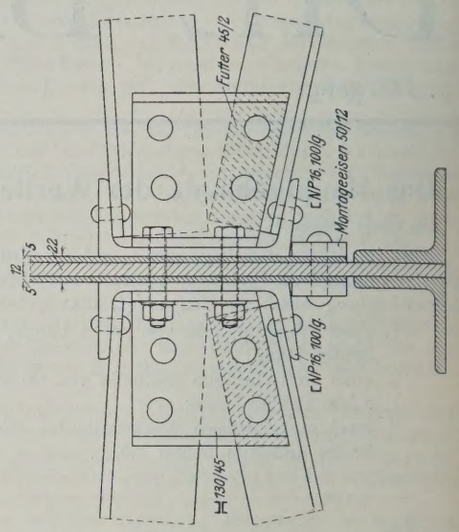


Abb. 6c.

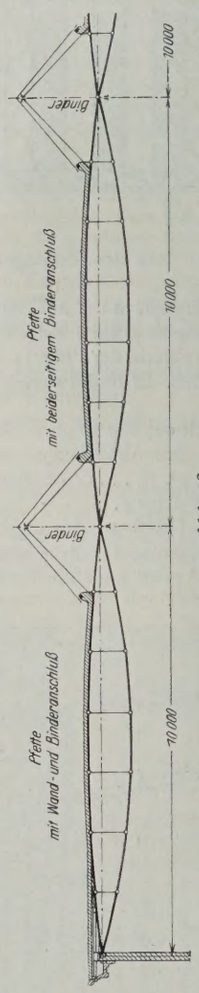


Abb. 6a.

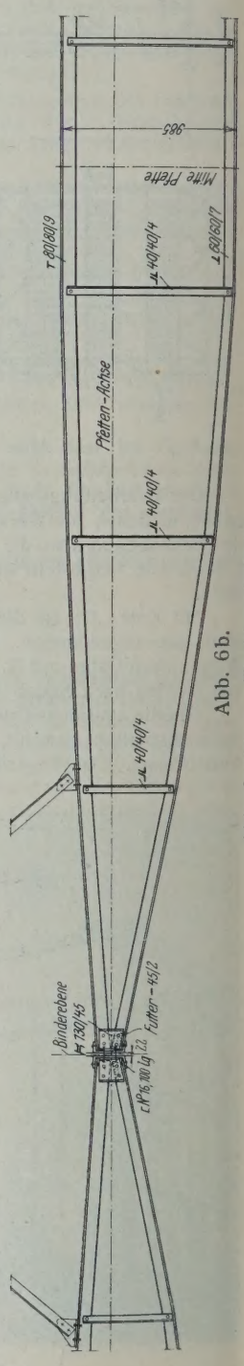


Abb. 6b.

Abb. 6a bis c. Fischbauchpfetten.

rechten Torführungsträgers in bockförmige Längsaussteifungen der Wände *A* und *B* geleitet (Abb. 1c und 7). Die wichtigsten Teile des Gerippes der nördlichen Giebelwand sind Stiele aus U-Eisen (Abb. 3), die unten auf dem Fundamentsockel und in Höhe von 12,660 m auf einem wagerechten Windträger von 40 m Spannweite aufgelagert sind. Dieser Windträger (Abb. 5c) gibt die auf ihn entfallenden Kräfte, vor allem die von Norden her wirkenden Windkräfte, ebenfalls durch wagerechte Wandstäbe auf die erwähnten Längsaussteifungen der Wände ab. Die Systeme der wagerechten Windträger und des nach Westen auskragenden Binders 7 sind aus Abb. 5a bis c zu ersehen. Der Dachverband zwischen Binder 6 und 7 zeigt ein ähnliches System wie der wagerechte Torführungsträger.

Was die bauliche Ausbildung der einzelnen Teile des Traggerippes anbelangt, so sind hier vor allem die Pfetten zu erwähnen, von denen für den ganzen Bau 559 Stück von 10 m Stützweite und 2,5 m Entfernung bei, abgesehen von kleinen Verschiedenheiten in den Anschlüssen, gleicher werkstattmäßiger Ausbildung nötig waren. In Abb. 6a ist die Form (fischbauchförmig) und das System der als Balken auf zwei Stützen berechneten Pfetten gezeigt, in Abb. 6b ihre bauliche Durchbildung einschließlich ihres Anschlusses. Für die Berechnung der inneren Kräfte ist der Obergurt als ein auf die ganze Pfettenlänge durchgehender biegungsfester Stab aufgefaßt, die anderen Stäbe als miteinander und mit dem Obergurt gelenkig angeschlossene Fachwerkstäbe, die Pfette im ganzen also als unterspannter Balken. Im Werk der Eisenbaufirma ausgeführte Versuche mit einseitig wirkender und mit voller Belastung ergaben eine größere Tragfähigkeit als die rechnungsmäßige und eine große Steifigkeit, was für die davon abhängige Sicherung der Binderobergurte gegen seitliches Ausknicken von besonderer Bedeutung ist. Wie Abb. 1c zeigt, kragen die Fachwerkpfetten zwischen Binder 6 und 7 über den Binder 7 bis zur Schürze vor, die zusammen mit der Torführung (Abb. 5d) an den Pfettenenden aufgehängt ist. Die Binder (Systemhöhe in der Mitte = 5 m) erhielten zweiwandige Querschnitte, die Pfosten einwandige Querschnitte, um den normalen in Abb. 6b gezeigten Pfettenanschluß verwenden zu können. Die Kranbahnen sind vollwandige Träger von 10 m Stützweite und 550 mm Höhe. Die Ausbildung der Stützen in der Reihe *A* und *B* ist aus Abb. 3 u. 4 zu ersehen, die der Längsaussteifung in der Wand *B*, die ähnlich ist wie die in der Wand *A*, aus Abb. 7.

b) Die Bauhalle schließt sich östlich an die Montagehalle an. In der Trennungswand zwischen beiden befindet sich ein zweiflügliges Schiebetor von $10 \times 7{,}5$ m. Die Bauhalle besteht aus drei Schiffen, zwei mit 22,5 und das Mittelschiff mit 30 m Breite. Dieses wird auf der Süd- und Nordseite auf die ganze Breite von 30 m durch je zwei Schiebetore von $15 \times 8{,}5$ m mit unteren Laufschienen, oberer wagerechter Führung und von ähnlicher Bauart wie die der Montagehalle abgeschlossen. In diesem Mittelschiff läuft in der Längsrichtung ein Kran von 5 t Nutzlast mit einer höchsten Hakenstellung von + 8,5 m. In einem Flügel der Tore der Montagehalle, in je einem Flügel derjenigen der Nord- und Südseite der Bauhalle, sowie in einem Flügel des Innentores ist je eine Schlupftür von etwa $0{,}8 \times 2$ m angebracht.

Die allgemeine Anordnung der Halle geht aus Abb. 1a, b, d u. 8 hervor. Die 2,5 m voneinander entfernten Pfetten sind Fischbauchträger, wie sie oben beschrieben sind. Sie sind an die in Abb. 1b dargestellten Binder der Reihen 2 bis 6 in der Nähe der Untergurtknoten angeschlossen, an die Torbinder des Mittelschiffes in der Nähe des Obergurts. Die Torbinder und ihr System sind aus Abb. 8 zu ersehen. In den Reihen 1 und 7 der Seitenschiffe ruhen die Pfetten unmittelbar auf den Fachwerkwänden auf, die in Abb. 10 dargestellt sind. Sämtliche Stützen der Bauhalle, also die der Reihen *D*, *E* und *F*, können in der Querrichtung als Pendelstützen aufgefaßt werden. Die Stützenentfernung in den Reihen *D* und *E* beträgt 20 m. Am Anfang und Ende des Mittelschiffs befinden sich je zwei Windträger sowie Querverbände, die zugleich zur Aufhängung der oberen Torführung dienen. Abb. 9a zeigt im Querschnitt die gegenseitige Lage dieses Teiles der Tragkonstruktion, Abb. 9b die Eternitverkleidung der Schürze. Der Torbinderobergurt ist zugleich Zuggurt des oberen Windträgers, der Untergurt zugleich Druckgurt des unteren Windträgers. In den Seitenschiffen liegen wagerechte Fachwerkwindträger in der Höhe + 8,50 m (Abb. 10). An Längsverbänden sind vorhanden in der Reihe *D* und *E* Halbrahmen (Abb. 1d), in der Reihe *F* zwischen Stütze *F*6 und *F*7 ein Zweigelenkrahmen.

Die statische Wirkung des ganzen Traggerippes der Bauhalle ergibt sich aus folgendem: Der Winddruck von Süden belastet die Oberlichter, die Wände, die Tore und die Schürzen. Der Winddruck auf die Oberlichter wird durch die Oberlichtkonstruktion auf die Pfetten geleitet. In den Seitenschiffen *B*—*D* und *E*—*F* geben die Pfetten diesen Winddruck durch die Wandstiele auf die Windträger von 22,5 m Spannweite, Kote 8,500 (Abb. 10) ab,

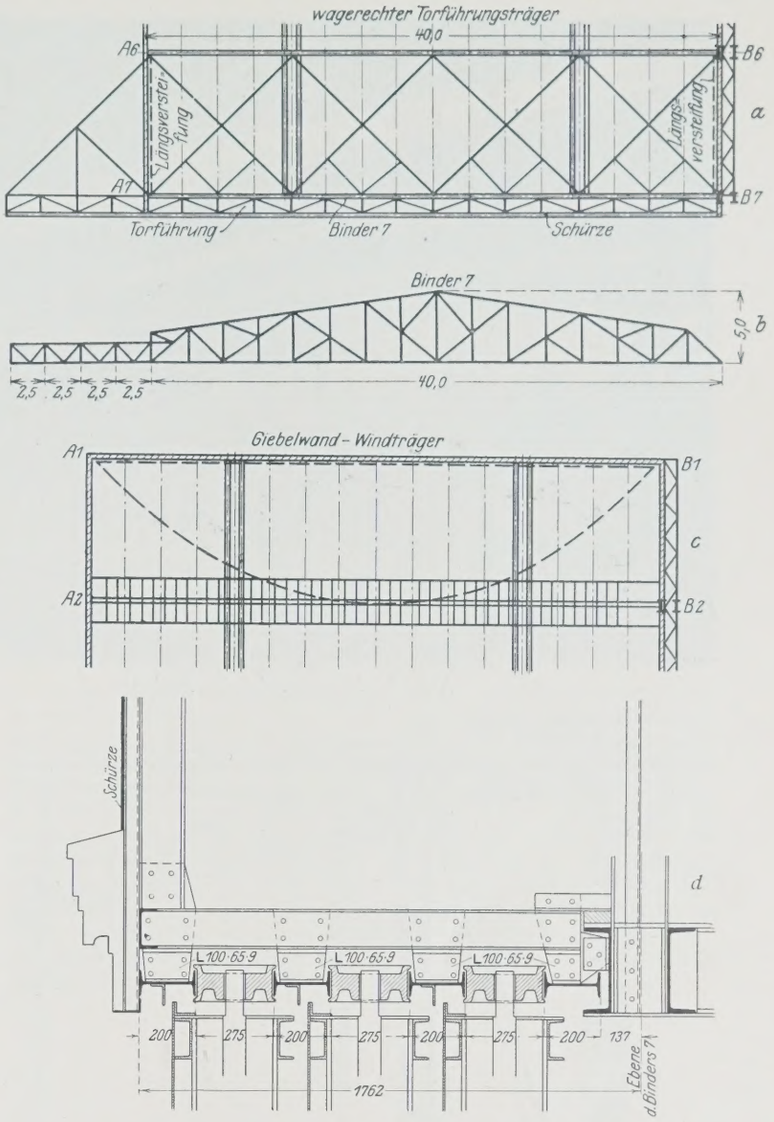


Abb. 5a bis d. Systemskizzen der wagerechten Verbände und des Binders 7 der Montagehalle.

die sie in die Längsversteifungen *B*6—*B*7, *D*5—*D*7, *E*5—*E*7, *F*6—*F*7 übertragen. In dem Mittelschiff belasten diese Pfettenlängskräfte die oberen Windträger (Abb. 9a) und gehen durch deren Auflager in die Halbportale *D*5—*D*7 und *E*5—*E*7 (Abb. 1d). Der Winddruck auf die Schürze belastet je zur Hälfte den über ihr liegenden oberen Windträger und den unteren Windträger, der auf Kote 8,600 liegt. Dieser

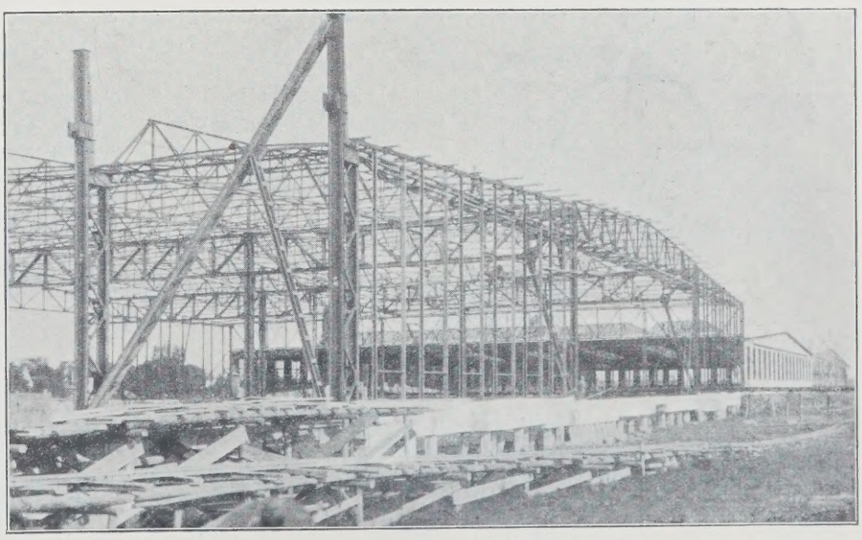


Abb. 7. Stützen und Längsaussteifung in der Wand *B* mit Gerippe der Bauhalle.

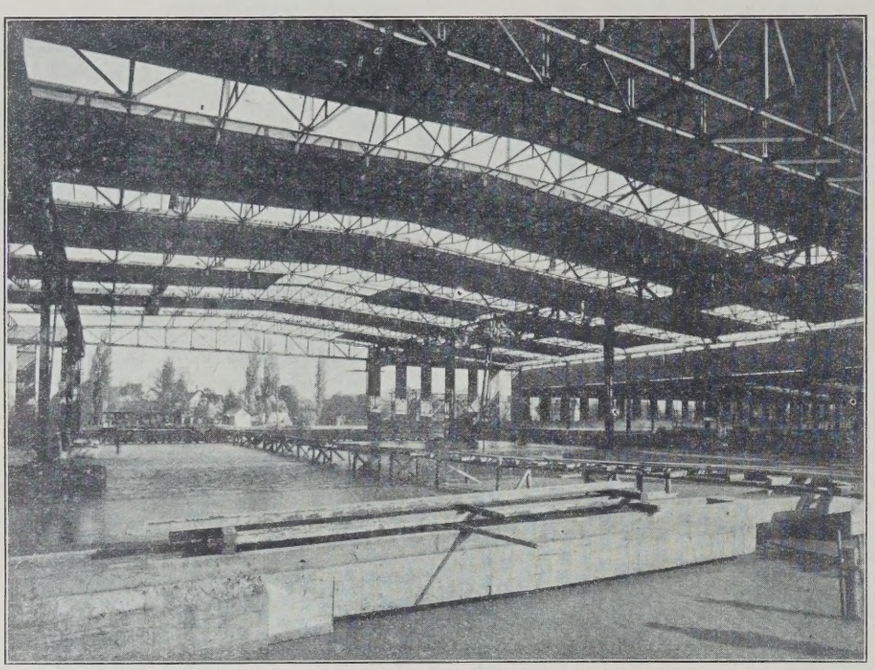


Abb. 8. Innenansicht der Bauhalle.

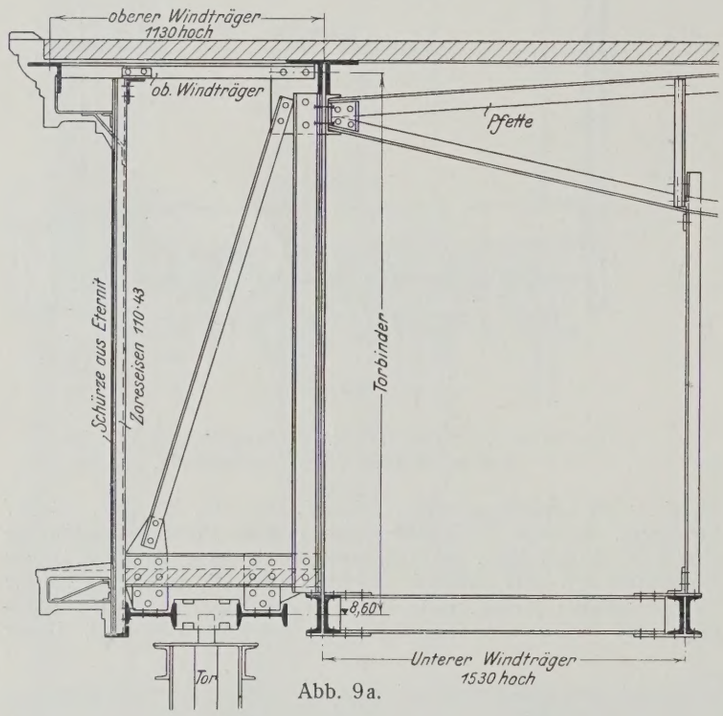


Abb. 9a.

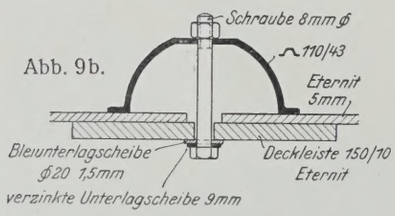


Abb. 9b.

Abb. 9a u. b. Tragkonstruktionen am Torbinder des Mittelschiffs der Bauhalle.

nimmt noch die Hälfte der Windbelastung der Tore auf. Die Wandstiele in den Wänden *B7—D7*, *E7—F7* (Abb. 10) kragen über die 8500 mm hoch liegenden wagerechten Windträger über und geben einen dementsprechenden Teil des auf die Wände wirksamen Winddruckes dort ab.

Der Kraftfluß des Winddrucks von Norden geht genau gleich vor sich, nur mit dem Unterschiede, daß die Auflagerkräfte der Windträger bei allen Stützenreihen *B, D, E* und *F* in die auf der Südseite liegenden Längsaussteifungen geleitet werden müssen.

Winddruck von Westen kommt nicht in Frage.

Der Winddruck von Osten wirkt auf die die Werkstatthallen überragende Wand *F1—F7* und die 1 : 15 geneigten Dachflächen sowie auf die Oberlichter. Er wird durch den Untergurt der Binder auf die in Richtung West—Ost eingespannten Stützen *B2—B7* und auf die Wand der Reihe 1 übertragen. Die Raddrücke des Kranes erzeugen Belastungen in den Stützen *D1—D7* und *E1 —E7*.

Bezüglich der einzelnen Teile des Traggerippes ist noch folgendes erwähnenswert. Die Binder der Reihen 2 bis 6 sind, wie Abb. 1 b zeigt, parallelgurtige Fachwerkgerberträger (Systemhöhe 2,2 m). Bei den Gelenken ist eine gewisse Gelenkwirkung nur dadurch erzielt, daß der dem Gelenk gegenüberliegende Obergurtstab in der Nähe eines Knotenpunktes durchschnitten und mit Schrauben an dieses Knotenblech angeschlossen ist, das hierfür Langlöcher hat. Die Binder-Unterzüge (Abb. 1 d) in den Reihen *D* und *E* sind Fachwerkgerberträger. Die Kragträgerteile von 5 bis 7 sind durch Einfügen eines Schrägstabes nach den Fußpunkten der Stützen *C7* und *D7* zu Halbrahmen ergänzt, die die oben erwähnten Längskräfte aufnehmen können.

Die beiden Kranbahnen für den 5-t-Laufkran sind unabhängig von den Unterzügen für die Radlasten als durchlaufende Blechträger von 1 m

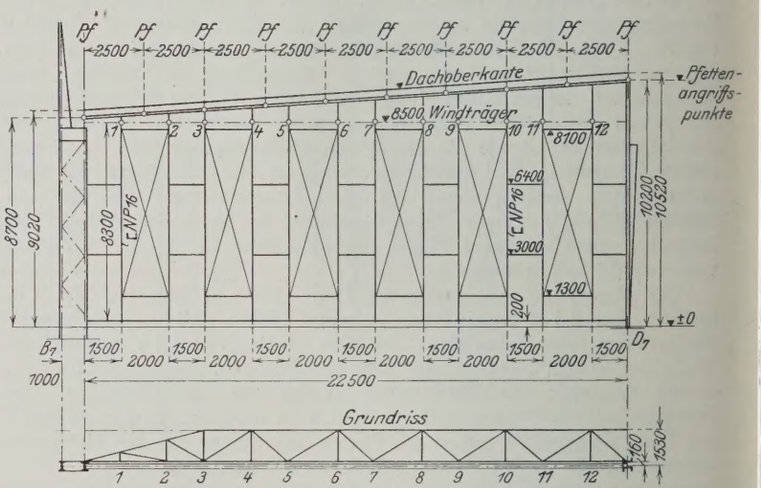


Abb. 10. Eisenfachwerkwand eines Seitenschiffs der Bauhalle.

Blechhöhe ausgebildet. Entsprechend der Art der Montierung wirken sie für die Belastung durch Eigengewicht als einfache Träger. Die Durchbildung der Pendelstützen *D* und *E* zeigt Abb. 11; diejenigen der Reihe *F* bestehen aus zwei U-Eisen 300 · 75 mit der aus Abb. 1a ersichtlichen Lage, die die dort notwendige bewegliche Auflagerung der Werkstatthallenbinder ermöglicht. (Schluß folgt.)

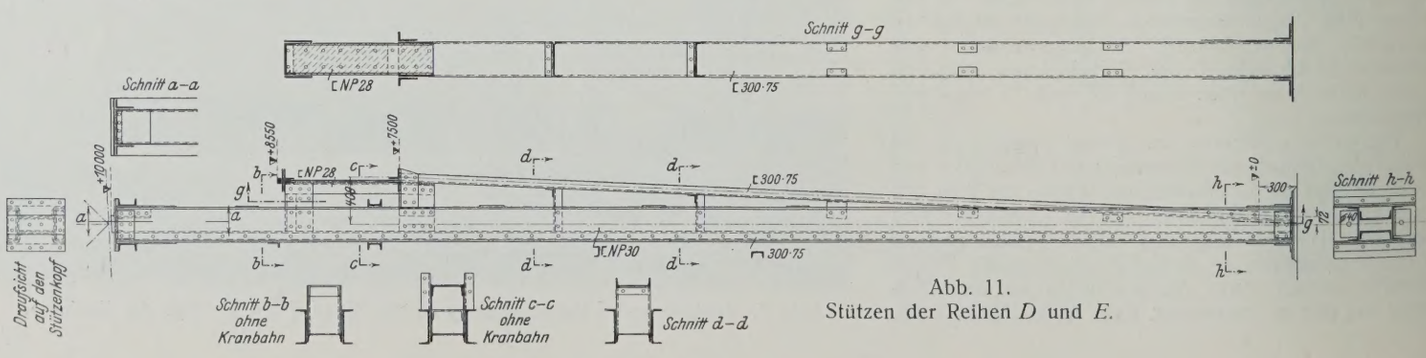


Abb. 11. Stützen der Reihen *D* und *E*.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten.

Von Reichsbahnrat **Zwach**, Stendal.

(Schluß aus Heft 31.)

Inzwischen waren auch die Rückhaltkonstruktionen in Wirksamkeit getreten. Während das 2. Feld vorgebaut wurde, wurde die Rückhaltkonstruktion geschlossen, und mit Hilfe von Wasserdruckpressen, die das Pendeljoch hoben, wurden die Zugbänder so weit angespannt, daß der Obergurt spannungslos wurde. Nun konnten die Bleche und Winkel, die das Gelenk in der Seitenöffnung im Obergurt schlossen, durchgebrannt und die Rückhaltkonstruktion zum Tragen gebracht werden. Dieser Belastungswechsel ging ohne jeden Stoß vor sich.

Nach Abb. 10 weist die Mittelöffnung in diesem Bauzustande folgende Überhöhungen auf: bei Punkt 12 45 mm und bei Punkt 14 79 mm gegen die Gerade 8 bis 10. Diese Überhöhungen wechseln mit dem weiteren Vorbau und der damit zusammenhängenden immer stärkeren Durchbiegung des vorkragenden mit einem Kran belasteten Trägers von Montagezustand zu Montagezustand und müssen so bemessen sein, daß nach dem Schließen der Mittelöffnung und der Entlastung der Rückhaltkonstruktionen sich der Überbau in eine Lage senkt, die er auch, wenn er auf einem Gerüst montiert worden wäre, nach Entlastung des Gerüstes einnehmen würde. Zu diesem Zweck mußte er, nach Vorbau von drei Feldern, von jeder Seite aus mit Hilfe der Rückhaltkonstruktionen so weit gehoben werden, daß im Punkt 16 die Überhöhung 164,5 mm betrug.

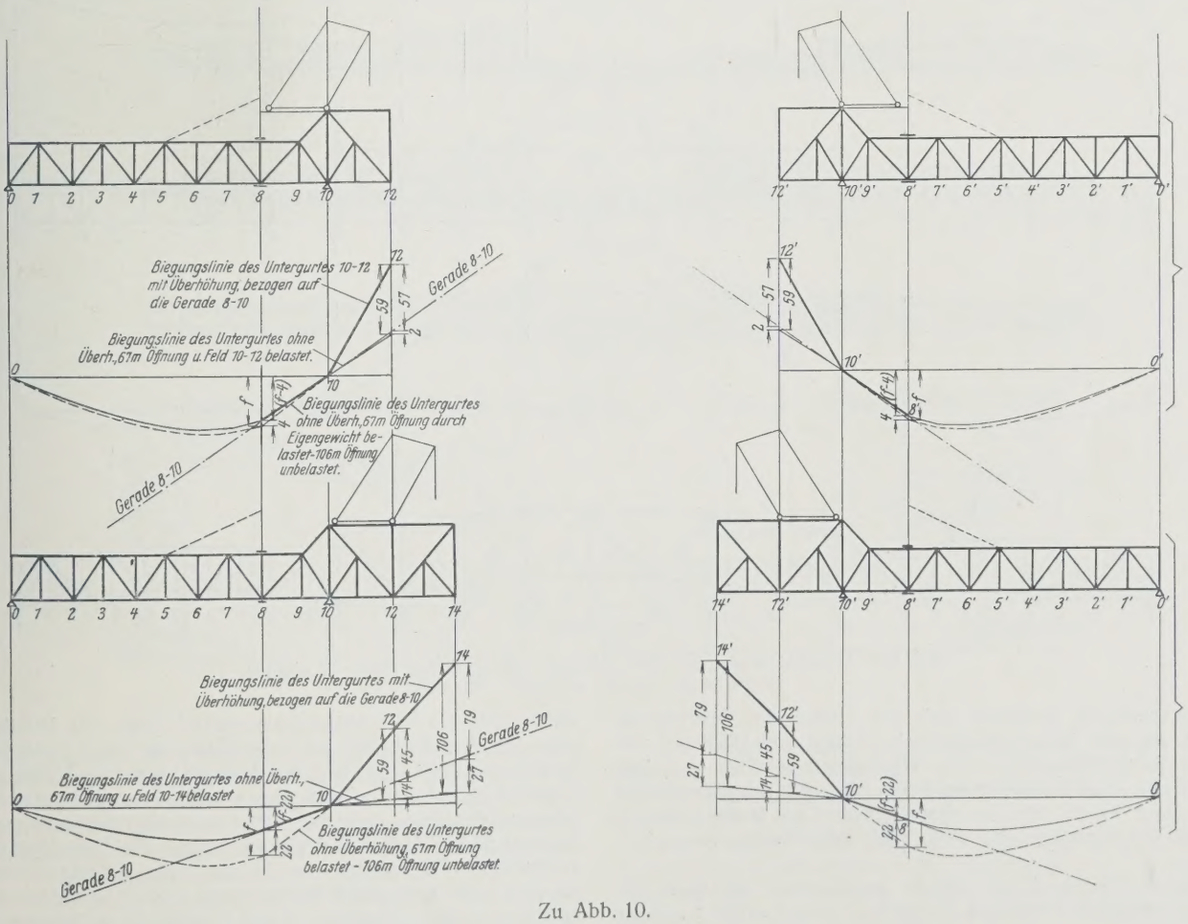
Im letzten frei tragenden Bauzustande betrug der rechnerische Stützendruck der seitlichen Überbauten auf die Pfeiler III und VI nur 40 t. Um die Sicherheit der Brücke gegen Kippen zu erhöhen, wurden sämtliche später einzubauenden Bauteile, wie Fußwege, Laufstege, Geländer usw., auf der Brücke in unmittelbarer Nähe der Pfeiler III und VI gelagert. Dort standen auch die Fässer mit den Nieten und Schrauben. Die Mittelöffnung dagegen wurde von jeder unnötigen Last frei gehalten.

Als nur noch das Schlußfeld fehlte, die Brücke sich also in dem statisch ungünstigsten Zustande befand, wurde sie einer ganz unerwarteten Kraftprobe unterworfen. Am 19. Juli 1926 gegen 5 Uhr nachm. wurde nämlich die Baustelle von einem schweren Unwetter heimgesucht. Ein plötzlich auftretender Wirbelsturm raste über die Brücke hin, warf eine große Anzahl Rüstbretter von den Gerüsten an der neuen Brücke über die alte Brücke hinweg in die Elbe, klappte zum Teil den Bohlenbelag der alten Brücke hoch, deckte in der Umgegend Dächer ab und knickte und entwurzelte bis zu 1 m starke Bäume in großer Zahl. Mit knapper Not konnten sich die Arbeiter in die Baubuden flüchten, die jeden Augenblick einzustürzen drohten. Ein Teil der Leute, die gerade auf den Hängegerüsten arbeiteten, legte sich lang auf den Boden des Motorhäuschens am Montagekran, um nicht vom Gerüst geweht zu werden. Ein anderer Teil suchte Schutz in den Knotenpunkten der Hauptträger. An den über 50 m weit auskragenden freien Vorbauten will man wagerechte Schwankungen von mehreren Zentimetern beobachtet haben. Bleibende Formänderungen waren nicht festzustellen.

Nun ging es an den Einbau der Paßstücke (Abb. 11). Bereits als noch drei Felder fehlten, war zum ersten Male die Lücke mit einem Silberdraht gemessen worden. Der Draht lief über zwei Rollen, die an jedem Überbauende befestigt waren, und wurde durch Gewichte strammgespannt. Das genaue Maß wurde eingekerbt und der Draht ins Werk geschickt. Hiernach wurden im Bureau die in den Zeichnungen noch fehlenden Maße ergänzt und die folgenden Teile in der Werkstatt endgültig fertiggestellt:

a) die Fahrbahnlängsträger und der Schlingerverband für das Schlußfeld;
b) die Streben des unteren Windverbandes. Die Anschlußlöcher in den Windverbandknotenblechen wurden auf der Baustelle gebohrt;
c) die Zwischenstrebe, der Zwischenständer und die untere Hälfte der Hauptstrebe. Die Löcher in den Anschlußknotenblechen wurden auf der Baustelle gebohrt.

Nach vollendetem Vorbau wurden für die Untergurtpaßstücke in der vorerwähnten Weise die genauen Maße genommen. Es geschah dies frühmorgens um 4 Uhr bei der verhältnismäßig hohen Temperatur von 18 °. In der Werkstatt wurden die Stäbe in genauer Länge, jedoch ohne Nietlöcher an dem einen Ende hergestellt. Die Herstellung in genauer Länge war notwendig, um am Stoß keine Lücke zu erhalten. Unter Benutzung besonderer Beförderungspläne gelangten sie innerhalb weniger Stunden vom Werk zur Baustelle. Als sie eingebaut werden sollten, war die Temperatur leider so gesunken, daß selbst mittags 18 ° nicht erreicht wurden. Vier Tage dauerte es, bis es unter Ausnutzung der Mittagswärme gelang, die Lücke zu schließen. Am Tage vorher fehlten mittags nur noch 2 mm. Da trat ein Regen ein, der das Eisen so stark abkühlte, daß innerhalb von 10 Min. sich die Lücke auf 10 mm vergrößert hatte.



Zu Abb. 10.

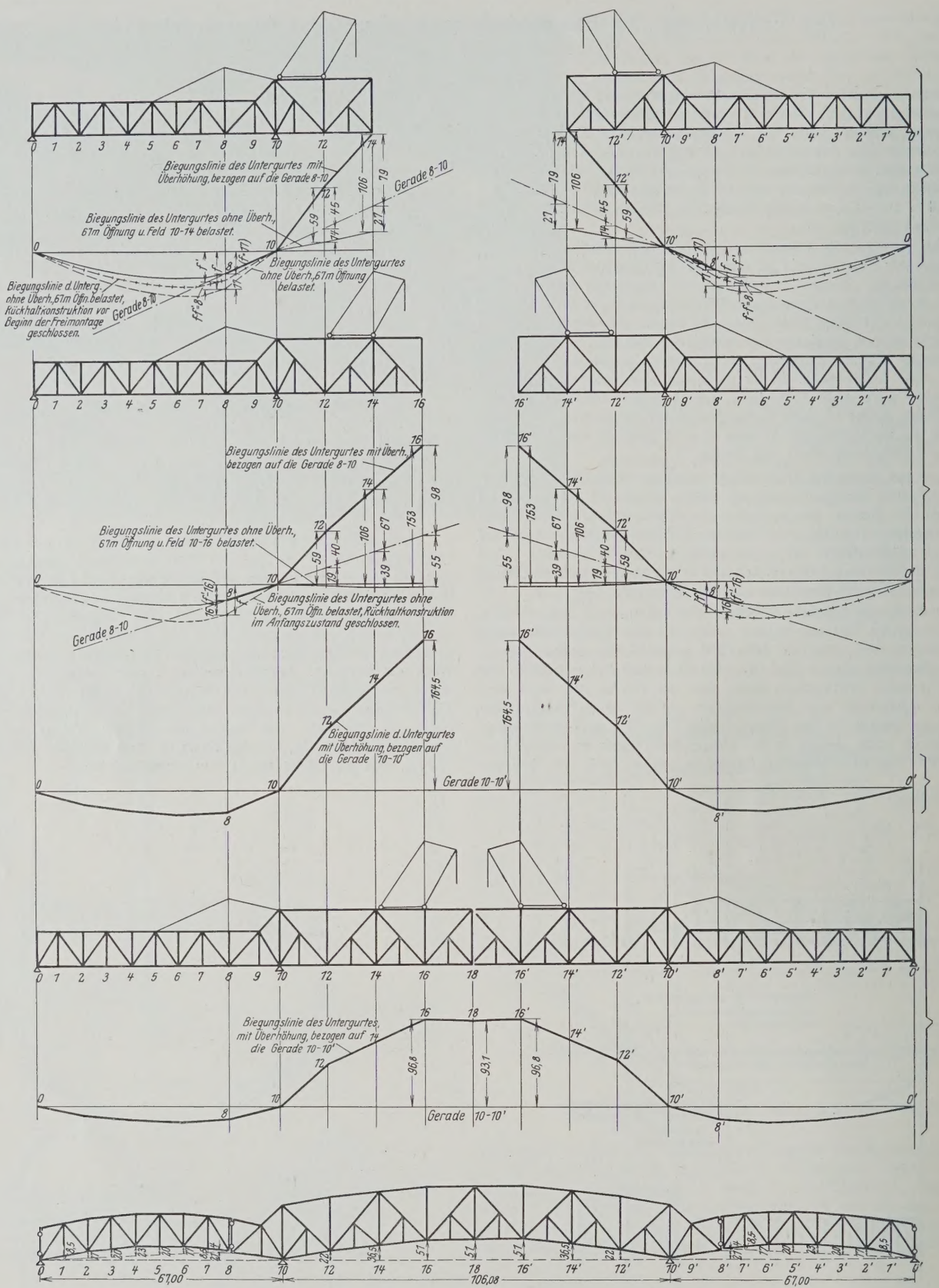


Abb. 10. Überhöhungen der Mittelöffnung während des freien Vorbaues.

Wesentlich einfacher gestaltete sich der Einbau der Obergurtpaßstücke. Denn während beim Untergurt eine Länge von 175 m — vom Pfeiler IV bis zum Pfeiler VI — am Wärmespiel beteiligt war, kam beim Obergurt nur eine Feldweite in Frage, die sich im wesentlichen ebenso längte und kürzte wie der Stab selbst. Das Maßnehmen für die Schlußstäbe des Obergurtes mit Hilfe eines Silberdrahtes veranschaulicht Abb. 12.

Am 7. August 1926 wurde die Brücke geschlossen. Die Keile, die das vorläufige bewegliche Auflager 6 festhielten, wurden entfernt und am selben Tage die Rückhaltkonstruktionen entlastet. Die Mittelöffnung senkte sich. Rechnerisch betrug die Überhöhung vor der Absenkung (vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 4, S. 50, Abb. 16) im Punkte 18 93,1 mm, nach der Absenkung 51,2 mm. Die Senkung sollte also (allerdings erst nach Aufbringung des vollen Gewichtes, also auch des Oberbaues und des Bohlenbelages) 93,1 — 51,2 = 41,9 mm betragen. Sie betrug jedoch unter den vorerwähnten Umständen nur 31 mm. Der Überbau erwies sich also als steifer, als rechnerisch angenommen war. Nun wurden an den Pendelgelenken in den Öffnungen 4 und 6 auch die vorläufigen Verbindungen

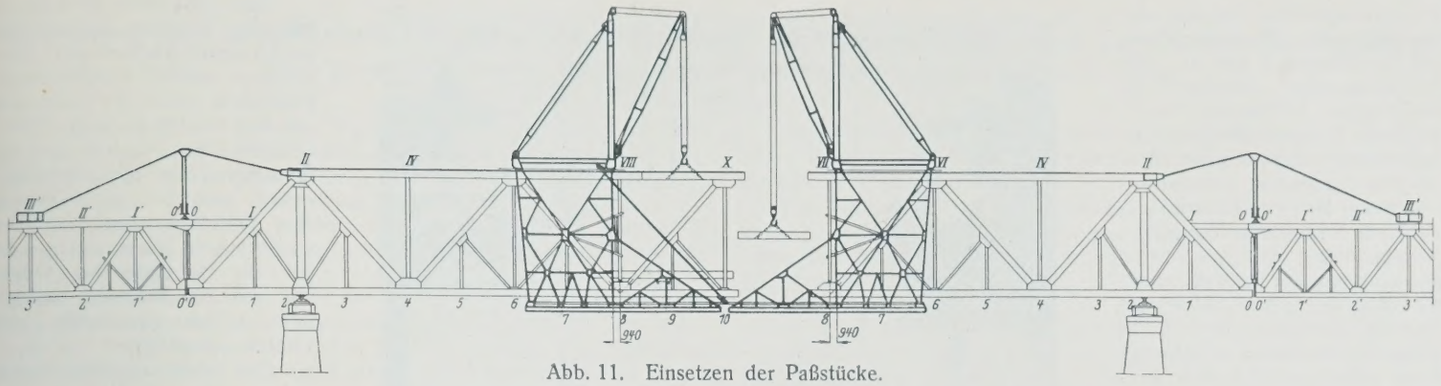


Abb. 11. Einsetzen der Paßstücke.

der Untergurte durchgebrannt und die beweglichen Auflager 3 und 6 durch die endgültigen festen ersetzt. Das Richten der Brücke, das die Beseitigung der ganz unbedeutenden Abweichungen in wagerechter und senkrechter Richtung zum Ziele hatte, und das Vergießen der Auflager bildete den Schluß. Am 31. August waren, wie im Vertrage und im Bauplan (Abb. 13) vorgesehen, die Arbeiten an den eisernen Überbauten der Strombrücke beendet.

Den Eisenarbeitern dicht auf dem Fuße folgten die Anstreicher der Firma Friedr. Roth Nachfolger, Frankfurt a. Main. Die Eisenteile waren roh angeliefert worden. Sie wurden auf der Baustelle mittels Sandstrahlgebläses entrostet. Zwei Aggregate, bestehend aus einem Dieselmotor und einem Kompressor, lieferten die nötige Druckluft von 3 at Druck. Diese strömte zunächst in je zwei Mischer, in denen sich die Luft mit dem scharfen Gebläsesand mischte. Das Gemisch gelangte von da in die Düsen. Jeder Kompressor versorgte zwei Düsen. Das Reinigen des Eisens vom Rost geschah schnell und gründlich. Die gereinigten Flächen wurden alsbald mit einem Ölhauch versehen und, wenn die Entrostung so weit fortgeschritten war, daß kein Verstauben der frisch gestrichenen Teile zu befürchten war, gemennigt. Diese Art der Behandlung des Eisens hat zweifellos vor dem Mennigeanstrich im Werk den Vorteil der besseren Überwachung und den, daß die bereits angerostete Walzhaut durch den Sandstrahl entfernt wird. Auch werden Beschädigungen des Mennigeanstriches beim Transport und beim Einbau der Eisenteile vermieden. Auf den Mennigeanstrich wurden zwei Deckanstriche aus Bleiweißfarbe in der üblichen Weise aufgebracht. Bei der Reihenfolge der Malerarbeiten wurde darauf Bedacht genommen, zunächst die Fahrbahn und insbesondere die Teile, wo die Brückenbalken hinkommen sollten, zu streichen, um den Arbeitsfortgang möglichst zu beschleunigen.

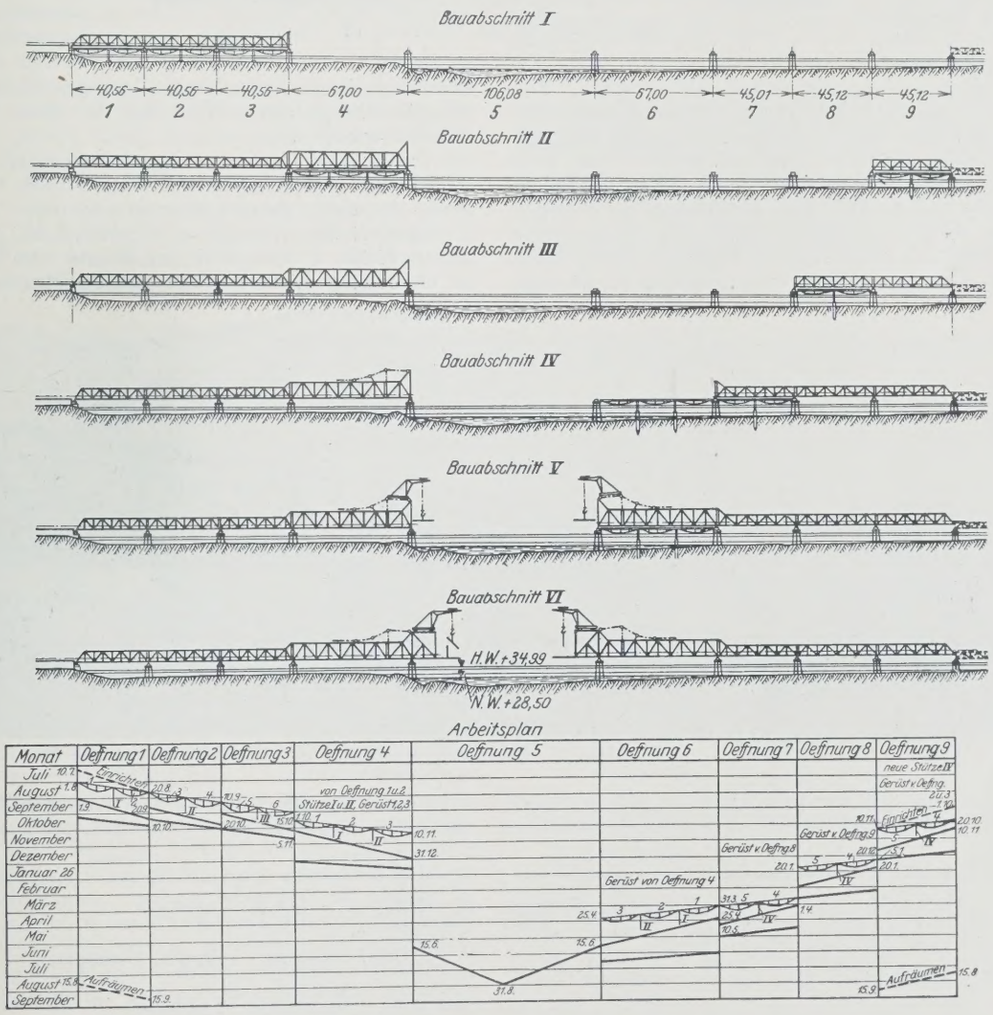


Abb. 13. Bauplan für die Strombrücke.

Die Verlegung der rd. 3200 Brückenbalken und das Aufbringen der Schienen stellte auch eine recht erhebliche Arbeit dar, die von der Firma Robert Stabenow, Gütersloh, ausgeführt wurde. Diese Arbeit wurde wieder getrieben durch die Schweißarbeiten.

Die Schienen jedes Überbaues wurden nämlich immer zu einem Stück zusammengeschweißt. Das Wärmespiel wird durch Schienenauszüge, die über den Auflagern liegen, aufgenommen. Es sind 32 Schienenauszüge vorhanden, von denen die größten eine Längenänderung von

120 mm aufnehmen müssen, entsprechend einer Überbaulänge von 183 m (Öffnung 5 und 6). Die Schienenauszüge lieferten die Vereinigten Stahlwerke A.-G., Bochumer Verein in Bochum. Die Schweißung wurde nach dem alumino-thermischen Schweißverfahren von der Firma Elektro-Thermit G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, vorgenommen. Sie geschah folgendermaßen: Die Stirnflächen der zu verschweißenden Schienen, die für die Bearbeitung auf Klötze gelegt waren, wurden zunächst am Kopf mittels eines Fräsers vollkommen eben bearbeitet. Dann wurde zwischen die Schienenköpfe ein dünnes Schweißblech geschoben und mit Hilfe eines Klemmapparates zwischen den Schienen festgeklemmt. Auf diese Weise war der Schienenkopf dicht geschlossen, während Steg und Fuß eine Lücke von Schweißblechdicke aufwiesen. Alsdann wurde um den Schienenfuß eine feuerfeste Form gebaut, auf der ein Spitztiegel mit dem Thermitgemisch saß. Durch einen Vorwärmeapparat wurde der Stoß innerhalb von 10 Min. auf eine Temperatur von rd. 700 ° gebracht. Nunmehr wurde das Thermit entzündet, weißglühend floß es bei etwa 3000 ° Wärme in die Form. Das Eisen füllte den unteren Teil der Form aus, verschmolz mit dem Schienensteg und -fuß und bildete einen Wulst an der Schweißstelle. Die nachfolgende Schlacke füllte den oberen Teil der Form, erwärmte innerhalb von 1,5 Min. den Schienenkopf auf Weißglut, der nunmehr mit Hilfe des Klemmapparates zusammengestaucht wurde. Der Stauchwulst am Kopf wurde durch Hobeln beseitigt. Der größeren Sicherheit wegen erhielten die geschweißten Stöße gekröpfte Flachlaschen.

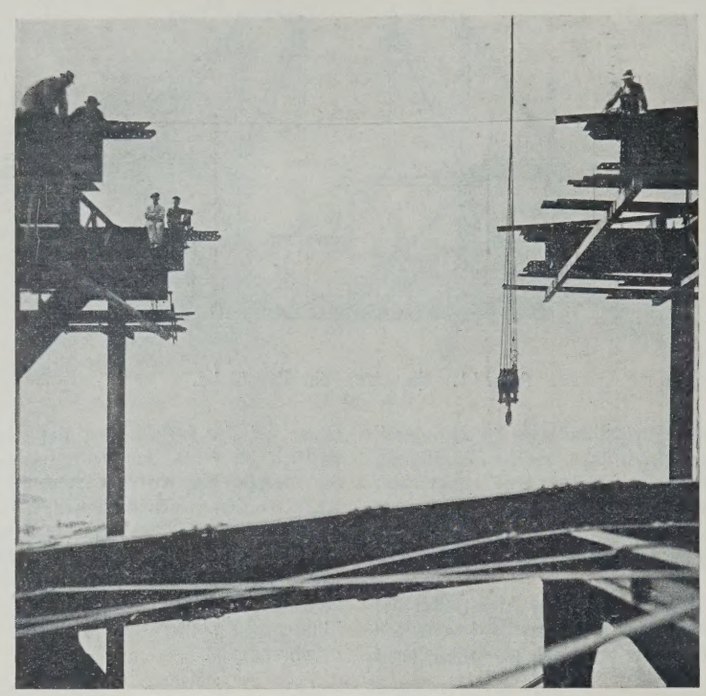


Abb. 12. Maßnehmen für die Paßstücke der Obergurte.

Dem Schweißen der Schienen folgte das Verlegen. Dieses stellte an die Geschicklichkeit des Unternehmers erhöhte Anforderungen. Erschwerte schon die Hantierung mit den bis 120 m langen Schienen die Arbeit, so war auch das Einpassen dieser langen Schienenenden zwischen die festliegenden Schienenauszüge bei den wechselnden Temperaturen, die auf die Eisenteile der Brücke und auf die Schienen durchaus nicht immer gleichmäßig einwirkten, schwierig.

Den Schluß des Brückenbaues bildete das Aufbringen des eichenen Bohlenbelages, den die vier Firmen J. Himmelsbach, Freiburg i. B.; Wilhelm Gundlach, Hedemünden a. d. Werra; Karl Gevecke, G. m. b. H. in Hannover und Paul Neumann, Grottkau in Schlesien, lieferten und die Firmen Robert Stabenow, Gütersloh; Otto Höhne, Stendal, und Otto Naumann, Stendal-Röxe, verlegten. Für die schwerer zugänglichen Besichtigungsstege an den Obergurten der Überbauten 4, 5 und 6 und die Laufstege im Innern der Überbauten der Flutbrücke wurde das gegen Witterungseinflüsse besonders widerstandsfähige Jarrah-Holz, das die Firma F. A. Sohst, Hamburg, lieferte, verwendet.

Damit war die Brücke fertiggestellt (Abb. 14). Am 13. Dezember 1926 konnte das Gleis Stendal — Berlin und am 17. Dezember das Gleis Berlin—Stendal in Betrieb genommen werden.

Die Baukosten betragen rd. $4^1/_2$ Mill. R.-M., von denen $1^1/_2$ Mill R.-M. auf die Pfeiler, 2 Mill. R.-M. auf die eisernen Überbauten und der Rest auf die sonstigen Arbeiten, wie Anstrich, Oberbau usw., entfallen.

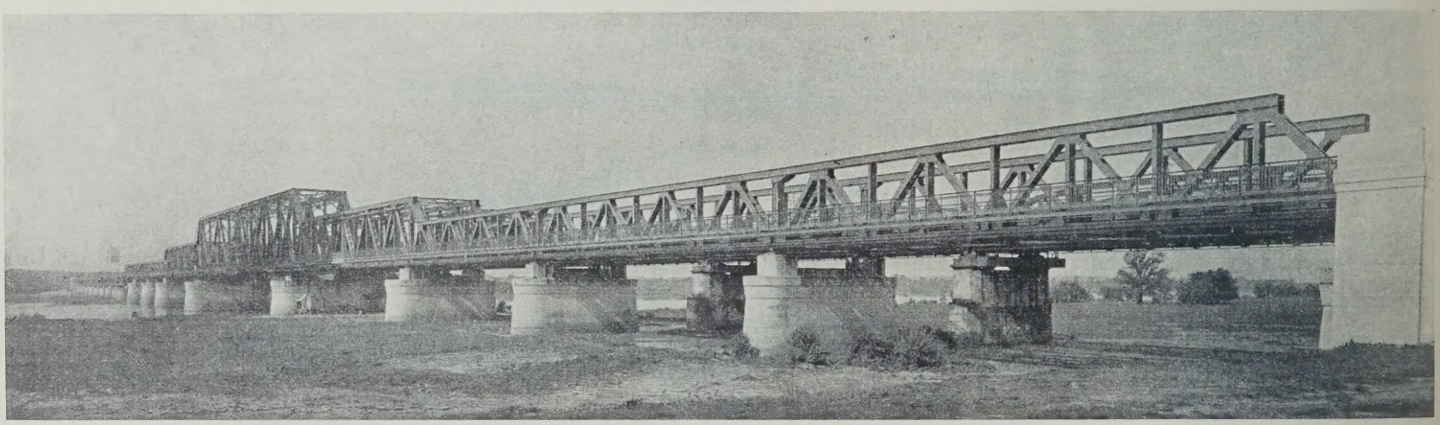


Abb. 14. Die fertige Brücke.

Außer den in der „Bautechnik“ 1926, Heft 8, S. 102 angeführten waren noch folgende Firmen an dem Bau beteiligt:

Firma	Bauteil	Art der Arbeit
Louis Eilers, Hannover	Flutbrücke	Herstellung und Montage der eisernen Überbauten
Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfredhütte, Rheinhausen	Strombrücke	desgl.
Friedr. Roth Nachflg., Frankfurt a. M.	Eiserne Überbauten	Entrostungs- und Anstreicherarbeiten
Paul Neumann, Grottkau in Schlesien	Fahrbahn	Lieferung von Brückenbalken und Bohlenbelag
Karl Gevecke, G. m. b. H., Hannover	desgl.	desgl.
J. Himmelsbach, Freiburg i. B.	„	Bohlenbelag
W. Gundlach, Hedemünden a. d. Werra	Fahrbahn	Bohlenbelag
F. A. Sohst, Hamburg	Eiserne Überbauten	Jarrahholzbelag für die Besichtigungsstege
Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Bochumer Verein, Bochum	Fahrbahn	Lieferung der Schienenauszüge
Elektro-Thermit G. m. b. H., Berlin-Tempelhof	desgl.	Schweißen der Schienenstöße
Robert Stabenow, Gütersloh	„	Verlegen des Oberbaues und des Bohlenbelages
Otto Höhne, Stendal	„	Verlegen des Bohlenbelages
Otto Naumann, Stendal-Röxe	„	desgl.

Behebung der schädlichen Folgen einer Rißbildung im Wasserschloß einer Großwasserkraftanlage.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ing. **Karl Otto Hornig,** Oberingenieur der Bauunternehmung Pittel & Brausewetter, Prag.

(Schluß aus Heft 29.)

III. Dichtung der ganzen Vorbeckensohle. Wie schon unter II. erwähnt, gehörten zum Programm der Unternehmung noch weitere Maßnahmen zur Abdichtung der Sohle und deren Untergrundsicherung, nämlich Asphaltisolierung, Eisenbetonplatte, Zementglattstrich.

Die Isolierungsarbeiten wurden mit einer Spezialfirma eingehend beraten und dieser zur Ausführung übertragen. Das angewandte Verfahren und die sorgfältige Arbeit verbürgen eine völlige Wasserundurchlässigkeit. Auf den bereits vorhandenen alten Sohlenputz wurden abwechselnd drei Lagen Bitumenaufstrich und „Semptalinpappe“ [1]) aufgebracht, und zwar wurde die heiße Bitumenmasse sofort mit der nächsten Papplage überdeckt. Dadurch erzielte man ein Eindringen des Bitumens in die Pappe und somit eine innige Verbindung der drei Lagen untereinander, so daß die etwa 10 mm starke Isolierschicht ein einheitliches Ganzes bildet. Obenauf kam noch ein letzter Anstrich. Die in dieser Art behandelte Sohlenfläche hat eine Ausdehnung von rd. 630 m².

Auf die Behandlung der Ecken und Kanten sowie auf den Anschluß an die Seitenwände wurde besondere Sorgfalt verwendet. Die nächst höhere Papplage endet 15 cm über der vorhergehenden. Diese selbst erhielt bis zur Mauerkrone einen dreifachen heiß aufgebrachten Asphaltanstrich (Abb. 7).

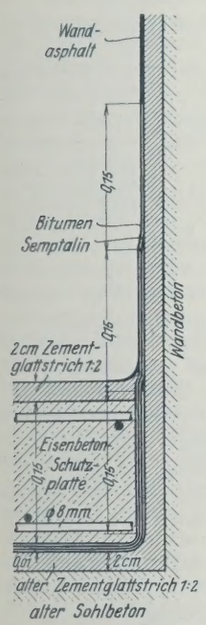


Abb. 7. Dichtung der Innenflächen.

Von einer Abdichtung mit Asphaltfilzplatten wurde abgesehen, weil nach den Erfahrungen der Spezialfirma solche nicht völlig wasserabweisend wirken, sondern sogar wasseraufnahmefähig sein sollen.

Auf die Isolierschicht kam eine 15 cm starke Eisenbetonplatte mit doppelter Bewehrung zu liegen. Sie dient vornehmlich als Schutz dieser Schicht gegen Beschädigungen, gleichzeitig auch als erste Sicherheit gegen Rißbildungen. Die Durchführung geschah so, daß zuerst die Bewehrung über die ganze Sohlenfläche von 630 m² Größe fertiggestellt und dann in einem Zuge ohne Unterbrechung betoniert wurde, um keine Arbeitsfuge zu

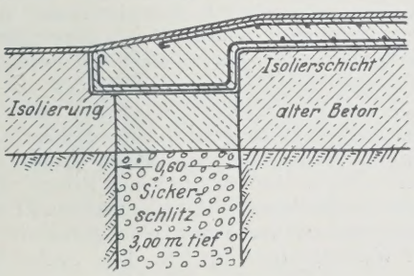


Abb. 8. Dichtung des Entwässerungschlitzes.

erhalten. Der Abschluß der Platte bei der neu ausgebildeten Hauptdehnungsfuge wird unter IV gesondert behandelt. Hier wäre die Frage der Dichtung des unter Ia beschriebenen Entwässerungsschlitzes und der Anschluß der Platte an diesen zu beantworten. Abb. 8 gibt hierüber Aufschluß. Der Schlitz hat eine Breite von 60 cm. Auf den festgestampften Schotter kam eine 30 cm starke Betonschicht. In dieser Höhe wurde gerinneaufwärts noch ein Falz von 12 cm Breite in den alten Beton eingespitzt und über diese Ebene ein Zementputz einheitlich aufgezogen. Darüber liegt die Isolierschicht. Bei einer kaum zu erwartenden Bewegung an dieser Stelle vermöchte die Isolierschicht infolge ihrer Elastizität unbeschädigt eine solche mitzumachen, während der Eingriff der Eisenbetonplatte, der auf dem Falz aufruht, in seiner Lage unverändert bleibt. Sollte trotzdem etwas in den Schlitz durchsickern, so würden die Sickerwässer sofort von der darunterliegenden Sammelleitung unschädlich abgeführt.

Die aufgelegte Eisenbetonplatte bedingte eine Erhöhung der Sohle, was ja an und für sich ohne Bedeutung für die Wasserabgabe in die Einlaufkammern ist; nur die Entleerung und Spülung des Beckens wären dadurch behindert worden. Die Sohle besitzt vom Ende des Meßkanals bis zu den Spülschützen ein Gefälle von 30 cm. Um nun eine vollständige Trockenlegung der wagerechten Sohle des Meßkanals auch in Zukunft zu ermöglichen, mußte die neue Eisenbetonplatte in der Mittelachse auf 4 m Breite um jenes Maß in die alte Sohle eingelassen werden, das zur Erzielung eines natürlichen Gefälles in dieser Rinne erforderlich war. Dies waren also 18 cm am Anfang auslaufend auf 0 bei etwa 20 m Länge. Damit sind nun auch die früheren Abflußverhältnisse wiederhergestellt.

[1]) Spezialerzeugnis der Firma C. F. Weber A.-G., Kratzau (Böhmen).

Als letzte Dichtungslage wurde ein Zementglattstrich 1 : 2 von 2 cm Stärke auf der Platte hergestellt, dessen oberste Schicht besonders feinkörnigen Sand enthält.

IV. Vollständige Lostrennung des Wasserschlosses vom Vorbecken mittels Dehnungsfugen. Der Untergrund und die Sohle waren also mit aller gebotenen Vorsicht und Sorgfalt so weit behandelt, daß nurmehr noch die Ausbildung der Dehnungsfugen vorzunehmen war, um die Füllung des Beckens wieder zu gestatten. Dies bedeutete die wichtigste Arbeit und verantwortungsvollste Aufgabe, denn die Dehnungsvorrichtung mußte völlige Wasserundurchlässigkeit verbürgen. Während der Durchführung der vorbesprochenen Arbeiten sind nebenher schon Vorbereitungen für die Anlage der Dehnungsfugen getroffen worden. Da es sich hier um die nachträgliche Ausbildung solcher Fugen in einem fertigen Bauwerk handelt — ein nicht alltäglicher Fall —, so soll auf die Einzelheiten und Arbeitsvorgänge genauer eingegangen werden.

Die Tatsache, daß sich der Wasserschloßunterbau mit Heberanlage vom Vorbecken durchgehend abgetrennt hatte, gab Anlaß, die Abbruchfläche zu einer bleibenden Fuge auszugestalten. Die Ursachen des Abbruches spielen hier keine Rolle mehr und erscheinen durch die übrigen Maßnahmen beseitigt. Trotzdem sollte einer Bewegungsmöglichkeit Rechnung getragen werden, um so mehr als ja die Richtung bereits vorgezeichnet war, in der sich eine Bewegung überhaupt vollziehen könnte. Wirkungslos wird mit dieser Dehnungsfuge aber die auf das Wasserschloß übertragene Vibration der Turbinen gemacht.

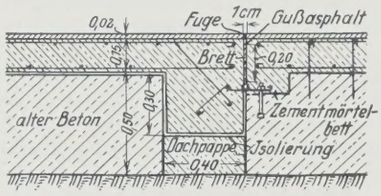


Abb. 9a. Ausbildung der Sohlenfuge.

Mit kleinen Korrekturen, die zur Erzielung von geraden Linien, mit Rücksicht auf die Dichtung, notwendig waren, wurde das Bauwerk also nach dem allgemeinen Risseverlauf quer durchschnitten, womit sich ein gebrochener räumlicher Linienzug ergab. Dies geschah in der Weise, daß

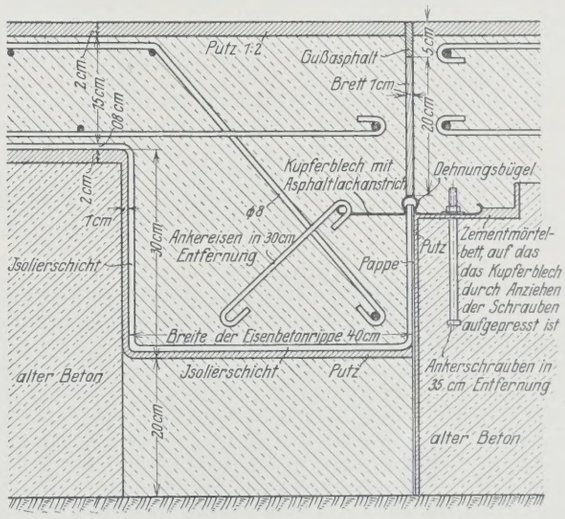


Abb. 9b. Dichtungsvorkehrungen in der Sohlenfuge.

gerinneaufwärts von diesem Linienzug in der Beckensohle, der Überfallmauer, dem Leerlauf und Gegenmauer ein 40 cm breiter Schlitz ausgespitzt wurde, der in der Sohle schon als Sondierschlitz gedient hatte. Der Einbau der Dehnungsvorrichtung und das Schließen der Lücken geschah in diesen Bauteilen in anderer Weise als bei der rechten Wangenmauer, weshalb beide Arten gesondert beschrieben werden sollen.

Zunächst die Hauptarbeit, die Sohlenfuge im Becken, die eine abgewickelte Länge von 28,40 m hat (Abb. 1, 9a u. 9b). Die stehengebliebene Seite des Sohlenschnittes erhielt oben einen Falz von 15 cm Breite und 5 cm Tiefe zur Erzielung einer versenkten wagerechten Auflagerfläche für die eine Seite der Dehnungsvorrichtung. Diese Fläche sowie die nun noch 45 cm hohe Sohlenquerschnittsfläche, längs deren die Fuge verläuft, wurden mit einem glatten Ausgleichzementverputz versehen, wobei streng nach der Schnur zu arbeiten war, um eine gerade Kante zu erhalten, über die dann der Dehnungsbügel zu liegen kam. An die so vorbereitete Wand wurde eine zweifache Papplage angeheftet, die die Trennungsschicht

darstellt und bis in den Bügel hineinragt. Dann wurde der Schlitz 20 cm hoch ausbetoniert und in dieser Höhe abgeglichen. Nun erhielt auch diese Oberfläche und die zweite Seitenwand des Schlitzes einen zusammenhängenden Verputz. In die so entstandene 29 cm tiefe und 40 cm breite Nut wurde die Isolierschicht, in gleicher Ausführung wie früher schon beschrieben, heruntergezogen und an der Dachpappe wieder hochgeführt, mit der sie im Bügel endet.

Zuvor war aber schon der obere Verschluß der Saugbrunnen hergestellt. Es wurde hierbei folgender Vorgang eingehalten: Da beim Teufen der Brunnenschächte unter der angrenzenden Sohlplatte kleine Verbrüche entstanden waren, so wurde rings um den obersten Kranz der Brunnenmauerung eine Schalwand von quadratischem Grundriß aufgestellt. Hinter dieser konnten dann mit plastischem Beton die Hohlräume ausgefüllt werden. Nach dem Erhärten dieses Betons wurden überdies noch Zementinjektionen an diesen Stellen vorgenommen. Nach dem Entfernen dieser Schalwände ging man an die Schalung der Brunnenböden. Obwohl statisch eine Bewehrung der Abdeckung nicht erforderlich wäre, so wurden doch zur Sicherheit zwei sich kreuzende Eiseneinlagen dicht über dem Brunnenkranz angeordnet, mit entsprechenden Aufbiegungen (Abb. 5). Die Betonierung wurde nun mit Anpassung an die Vertiefung des Schlitzes bis auf die alte Sohlenhöhe getrieben, abgeglichen, mit Putz- und Isolierschicht überzogen. Alle diese Vorarbeiten waren beendet, bevor die Isolierungsarbeiten bis zu dem Schlitz vorgeschritten waren, diese wurden also auch hier in einem Zuge durchgeführt.

Das für die Dehnungsvorrichtung zu wählende Metall mußte verschiedene Bedingungen erfüllen, und zwar: Biegsamkeit bei entsprechender Steifigkeit, genügende Zugfestigkeit, Rostbeständigkeit, Säurebeständigkeit. Diesen Anforderungen genügt in hohem Grade Kupferblech, das zwar in blankem Zustande von den Alkalien des Zementes etwas angegriffen wird, durch Anstrich aber davor geschützt werden kann. Bleiblech, dem wegen seiner leichten Formgebung der Vorzug zu geben wäre, ist gegen Angriffe von Säuren weniger widerstandsfähig als Kupfer, weshalb man sich für letzteres entschied.

Um nun möglichst wenig Stöße und eine bequeme Bearbeitung zu erhalten, wurden 10 mm starke Blechstreifen von 40 cm Breite und der größterhältlichen Länge von 4 m bezogen und diesen auf der Baustelle die aus Abb. 9b ersichtliche Form gegeben, dann mit Asphaltlack gestrichen und längere Zeit trocknen gelassen. Auf der einen Seite wurde eine Lochreihe mit einem gegenseitigen Abstande von 35 cm ausgestanzt, die auf eine Reihe von Ankerschrauben paßt, die in der wagerechten Auflagerfläche für das Dehnungsblech sitzen. Diese Ankerschrauben mußten äußerst genau versetzt werden, um ein Zusammenpassen zu gewährleisten. Die andere Seite erhielt ebenfalls eine Lochreihe mit 35 cm Lochabstand für das Einhängen von Ankereisen.

Die fertigen Dehnungsbleche wurden an Ort und Stelle auf den Falz aufgelegt, in die Ankerschrauben eingepaßt, jedoch noch nicht ganz aufgelagert, und dann an den Stößen gelötet. Etwas schwieriger war das Verpassen und Löten an den Bruchpunkten der Fugenlinie wegen des Blechprofils. Nun wurde ein Zementmörtelbett auf die Auflagerfläche aufgebracht, das Blech niedergedrückt, wobei das Ende der erwähnten Papp- und Isolierschicht in den Bügel eingepaßt werden mußte. Hierauf wurden die Schrauben mit Unterlagsplatten angezogen, womit ein festes Aufpressen erzielt war. Diese Befestigungsart war notwendig, um das Blech bei irgend einer Bewegung der darüberliegenden neuen Eisenbetonplatte unbedingt auf dem alten Beton festzuhalten.

Der noch offene Schlitz, in den die Bewehrungseisen der Betonschutzplatte hinabgebogen sind, wurde nun mit dieser gleichzeitig aufbetoniert, wobei die Ankereisen des Dehnungsbleches in ihrer richtigen Lage zu erhalten waren. Diese umschließen ein Längsrundeisen, das in die Aufbiegung des Bleches eingelegt ist, um ein Ausschlitzen der Ankerlöcher zu verhindern. Die weitere Fertigstellung der Fuge über dem Blech mußte nun rasch vor sich gehen, um einen einheitlichen Betonkörper zu erhalten. Auf den Rücken des Bügels wurde ein beiderseits gehobeltes Brett von 20 cm Breite hochkant und senkrecht gestellt. Außerdem wurden beiderseits glatte Weißblechstreifen an das Brett angelegt, um eine Verbindung von Holz und Beton hintanzuhalten. Bei der Betonierung mußte beiderseits vorgegangen werden, damit das Brett genau in seiner Lage über dem Bügelrücken blieb und nicht seitlich verdrückt wurde. Die Verankerung der neuen Betonauflage auf dem alten Unterbeton vor den Spülschützen zeigt Abb. 5b. Nun war noch der 2 cm starke Putz aufzubringen, was unter Aussparung der Fuge geschah. Diese wurde nachträglich nach dem Austrocknen mit Bitumen ausgegossen.

Alle diese Arbeiten erforderten große Umsicht und strenge Kontrolle der Arbeiter, denn ein Abweichen vom Plan bezw. Durchführungsprogramm hätte alle wohldurchdachten Absichten durchkreuzt, und ein Fehler wäre nicht mehr gutzumachen gewesen. Das angestrebte Ziel ist aber in jeder Hinsicht erreicht worden.

In ähnlicher Weise wurden die Fugen in der Wehrmauer und Gegenmauer durchgeführt, doch war das Umbiegen des profilierten Bleches über den kreisrunden Rücken des Überfalls besonders schwierig. Ebenso war auch das Zubetonieren der Schlitze in diesen Teilen umständlich, da zuerst Ankereisen und Schließen aus Grubenschienen in den alten Beton eingelegt und die Bewehrung an diesen verhängt werden mußte.

V. Neue Dichtung der bestehenden senkrechten Fugen. Bei den senkrechten Fugen der rechten Wangenmauer vereinfachte sich die Anbringung einer neuen Dehnungsvorrichtung gegenüber der vorbeschriebenen Ausführung insofern, als sich ein Durchschlitzen des Mauerprofils erübrigte. Demzufolge waren keine größeren Lücken zu schließen, und die in bekannter Art profilierten Kupferblechstreifen konnten in folgender Weise befestigt werden:

Abb. 10 zeigt beiderseits der Fuge eine Ausnehmung von 12 cm Tiefe und 15 cm Breite, die im alten Beton ausgespitzt wurde. Die Blechdichtung wurde ähnlich vorbereitet wie für die Sohlenfuge. Da sich aber hier eine symmetrische Ausbildung ergab, so erhielt das Blech neben den Aufbiegungen der beiden Längsseiten je eine Lochreihe mit 35 cm Loch-

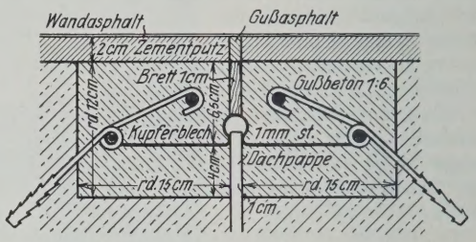


Abb. 10. Bewegungsfuge der aufgehenden Mauern.

abstand für die Ankerhaken. Die Form der letzteren mußte deshalb so gewählt werden, weil die schwachen Betonleisten beiderseits der Fuge eine feste Verbindung mit dem alten Beton verlangen. Um ein Loslösen des über dem Blech liegenden neuen Betons von jenem zu verhindern, greifen die Endhaken der Anker um ein Längsrundeisen, das gleichzeitig als Bewehrung dient. Ebenso sind in die aufgebogenen Längsseiten des Bleches Rundeisen eingelegt, die von einer Schlinge des Ankers umfaßt werden. Das Einlegen der Schlingen und Durchstecken der Längseisen in den Aufbiegungen des Bleches war wohl etwas schwierig und mußte deshalb vor dem Aufstellen der Konstruktion in ihre endgültige Lage geschehen. Nach der Aufstellung wurden die Ankereisen in die vorgespitzten Löcher eingepaßt und diese mit Lavaoid ausgegossen. Hierauf wurde die Schalung angebracht, wobei wieder auf den Bügel eine Holzleiste von 1 cm Stärke als trennende Wand aufzusetzen war. Vorher waren noch die Längsbewehrungseisen durch die Endhaken der Anker gesteckt, und an diesen mit Draht befestigt worden. In den Bügel ragte die in der Fuge gehaltene Pappschicht hinein. Die Ausfüllung des Hohlraumes beiderseits der Fuge geschah nun mit feinem Gußbeton in fetter Mischung von der Mauerkrone aus. Damit erzielte man ein dichtes Gefüge und einen innigen Verband des neuen Betons mit dem alten. Die Fuge, die über der Holzleiste beim Aufbringen des 2 cm starken Verputzes in diesem noch entstand, wurde mit Lehm gedichtet. Außerdem wurde auch noch der Wandasphaltanstrich über diese Stellen hinweggezogen.

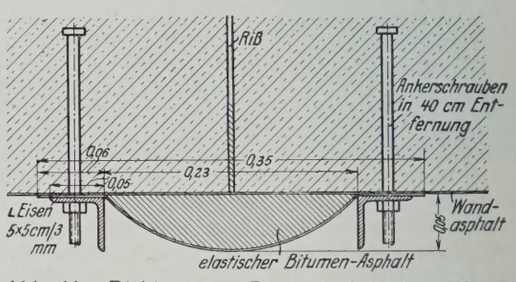


Abb. 11. Dichtung von Rissen in lotrechter Wand.

Bei den Fugen der Wehrmauer wasserseits kam eine dritte Art der Dichtung zur Anwendung. Abb. 11 zeigt die Form des Kupferbleches, die in diesem Falle deshalb so gewählt ist, damit sie einerseits Längenänderungen mitmachen kann, anderseits eine Dichtung unmittelbar auf der Maueroberfläche ermöglicht. Die beiden Auflagerflächen des Kupferbleches wurden wieder mit Lochreihen versehen, die in die versetzten Ankerschrauben eingreifen. Die Entfernung der Löcher beträgt 40 cm. Um ein festes Anpressen an den Wandasphalt zu gewährleisten, wurde als Deckleiste ein steifes $\llcorner$ 50 · 50 · 5 gewählt und entsprechend gebohrt. Beim Anziehen der Schrauben wurde der Wandasphalt unter dem Blech mit der Lötlampe erwärmt, so daß ein vollständiges seitliches Abdichten erzielt wurde. Der Segment zwischen Mauer und Blech konnte dann nachträglich mit heißem Bitumen ausgegossen werden, wobei dieses in die überdeckte Fuge tief eindringt und gut schließt; das Anpressen der Dichtungsmasse wird überdies durch den Wasserdruck, der auf dem Blechrücken lastet, gefördert.

VI. Verlegung des Entnahmerohres der Wasserleitung. Die Sicherheit des Bauwerks erforderte notwendig vor allem die Ausschaltung der Hauptursache des ganzen Unfalls. Die Wasserleitung, deren Schieberbruch von so weitgehenden Folgen begleitet war, mußte daher aus dem Bereich des Wasserschloßbeckens entfernt werden. Sie wurde etwa 100 m oberhalb der ersten Stelle am Anfange des Meßkanals neu eingebaut und anders geführt. Nach dem Vorschlage des Verfassers wurde das Entnahmerohr so ausgebildet, daß es auch als Heber wirkt. Infolgedessen konnte die Durchbrechung der Mauer oben an leichter zugänglicher Stelle stattfinden. Das Rohr wurde im Kanal ziemlich tief geführt, so daß die Heberwirkung eintritt, wenn der Betriebswasserspiegel unter die Austrittshöhe des Rohres sinkt und bei einer Entleerung des Kanals, die etwa 5 Stunden beansprucht, möglichst lange andauert. Außerdem wurde ein Schieberschacht unmittelbar an die Mauer angelehnt und in diesem behufs leichter Kontrolle die ganze Rohrarmatur vereinigt. Von der Sohle dieses Schachtes ist noch eine freie Wasserabzugmöglichkeit geschaffen worden. Diese Arbeiten führte aber eine andere Unternehmung aus, die auch die erste Verlegung vorgenommen hatte.

Schlußbetrachtung.

Nach Beendigung sämtlicher Arbeiten, zu denen noch die Anlage von Betonrippen auf der Sohle für Reinigungszwecke hinzugetreten war, wurde das Becken anfangs September 1925 wieder gefüllt und dem Betriebe übergeben. Die Bodenuntersuchungen und Gutachtenabgabe, sowie die Bearbeitung der Wiederherstellungspläne nahmen vier Monate in Anspruch. Fast die gleiche Zeit erforderte die Durchführung der sehr heiklen Bauarbeiten. Während der ganzen Dauer der Unterbrechung konnte der Betrieb mit dem eingangs erwähnten Holzfluder, das sehr solid und dicht gebaut war, aufrechterhalten werden. Nur die Abdichtung der Sohle und der Fugen, die die letzten vier Wochen ausfüllte, bedingte den Abbruch des Provisoriums, weshalb diese Arbeiten besondere Beschleunigung erheischten. Es mußte also nur während einer verhältnismäßig kurzen Zeit Reservestrom bezogen werden, der aber durch Vertrag gesichert war.

Das Endziel aller beschriebenen Maßnahmen war die absolute Trockenhaltung des Wasserschloßuntergrundes und seine Wiederbefestigung. Nachdem die Anlage bisher wieder über ein Jahr — außerordentlich strenger Winter und niederschlagreicher Sommer — in klaglosem Betriebe steht, darf wohl gesagt werden, daß alle Teile des wiederhergestellten Bauwerks ihren Zweck in vollkommener Weise erfüllen. Besonders sei hervorgehoben, daß sich die Dichtung der Dehnungsfugen vorzüglich bewährt, ein Umstand, der diese Ausführungsarten auch für andere Wasserbauten empfiehlt.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 24. Juli ausgegebene Heft 14 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Wettbewerb für den Neubau einer höheren Schule in Kassel. — Wohnhaus in Dresden. Architekt: B. D. A. Paul Beck.

Technische Hochschule Berlin. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Regierungsbaumeister a. D. Ernst Link, Baudirektor des Ruhrtalsperrenvereins in Essen a. d. Ruhr, in Anerkennung seiner großen Verdienste um die Entwicklung der Wasserwirtschaft des Rheinlandes und seiner grundlegenden Förderung der Theorie und Praxis des Talsperrenbaues aus Anlaß der Inangriffnahme des Baues der Sorpetalsperre, der zwanzigjährigen Wiederkehr des Abschlusses der Vorarbeiten zur Möhnetalsperre und zum dreißigjährigen Bestehen des Ruhrtalsperrenvereins.

24. Jahresversammlung des Vereins Beratender Ingenieure e. V. (VBI) in Kiel, vom 3. bis 5. Juli. Der Vorsitzende, Beratender Ingenieur Th. Speckbötel, Hamburg, betonte in seiner Begrüßungsansprache, daß der VBI der einzige deutsche technische Verein sei, der nur aus rein beratenden, in ihrem Fachgebiet unabhängigen Ingenieuren bestehe. Die dem Deutschen nachgerühmte Zuverlässigkeit und Gewissenhaftigkeit seien auch unerläßliche Eigenschaften für den beratenden Ingenieur, aber für diesen komme noch hinzu die Begeisterung für seinen Beruf. Er sei sich seiner hohen Kulturaufgabe bewußt, und das Gefühl der großen Verantwortung in seinem freien Beruf gebe seinem Schaffen einen hohen Schwung.

Beratender Ingenieur VBI, Reg.-Baumeister Goedecke, Hagen, sprach dann über die Bewertung von industriellen Unternehmungen, insbesondere von deren Einrichtungen.

Ferner äußerte sich Beratender Ingenieur VBI Heinrich Hinzer, Hamburg, zu dem Thema „Rationelle Wirtschaftsberatung durch fortlaufende Betriebskontrollen". Die durch den Weltkrieg, die Inflationszeit und den Wettbewerb des Auslandes hervorgerufene schwierige, ernste Lage unseres Wirtschaftslebens zwingt uns zur äußersten Sparsamkeit in den Fabrikationsbetrieben, in denen wir uns jetzt nicht mehr den Luxus einer, auch nicht der geringsten Energieverschwendung leisten dürften. Die Rationalisierung der Betriebe müsse nach drei Richtungen hin stattfinden; nämlich nach der technischen, der kaufmännischen und der persönlichen Seite.

Besonders in den technischen Einrichtungen könnten empfindliche Verlustquellen oft ausgemerzt werden, wenn die Erzeugung, Übertragung und Verwertung der Antriebsenergie durch einen unparteiischen, theoretisch und praktisch wohl erfahrenen und gewandten Fachmann fortlaufend durch Messungen und Untersuchungen überwacht würde. Aber auch in der kaufmännischen und organisatorischen Leitung der Betriebe könnten noch manche Ersparnisse erzielt werden durch Einführung besserer Übersicht, Vereinheitlichung und Vereinfachung. Endlich müßte auch auf die Personenbeurteilung und Auswahl der maßgebenden, handarbeitenden und beaufsichtigenden Posten mehr Rücksicht genommen werden, denn nur der richtige Mann am rechten Platz leiste für den Betrieb und auch für sich selbst das denkbar Beste.

Für derartige Wirtschaftsberatung eigneten sich nur unparteiische, mit guten theoretischen Kenntnissen und reichen praktischen Erfahrungen ausgestattete Sachverständige, die auch den erforderlichen weiten Blick und die nötige Gewandtheit für diese Tätigkeit besäßen.

Zum Schlusse berichtete Beratender Ingenieur VBI Dr.-Ing. Schimrigk, Weimar, über neuzeitliche Abwasserreinigung. Die neuen mechanischen Absitzanlagen unterscheiden sich im wesentlichen nur durch die Art der Schlammbehandlung. Nachdem die bekannten natürlichen und künstlichen biologischen Reinigungsverfahren gestreift waren, wurden die Umwälzungen besprochen, die augenblicklich auf dem Gebiete der künstlichen biologischen Abwasserreinigung durch Entwicklung des Schlammbelebungsverfahrens vor sich gehen.

Die örtlichen Verhältnisse sind in jedem Falle andere, die Aufsuchung des wirtschaftlichsten und besten Abwasserreinigungsverfahrens erfordert sorgfältige Abwägung der Vorzüge und Nachteile der verschiedenen Möglichkeiten, die nur durch einen völlig unabhängigen und unparteiischen Sachverständigen ausgeführt werden können. Ls.

Dauerversuche mit Schweißverbindungen. Die amerikanische Behörde für Heeresluftfahrt (army air service) hat, wie Eng. News-Rec. 1927, S. 975 (vergl. auch Z. d. V. d. I. 1927, Bd. 71, Nr. 28, S. 977), berichtet, Dauerversuche mit Schweißverbindungen ausgeführt. Die meisten Proben waren $^1/_2$- und 1-zöllige, 90 bis 350 mm lange Rohre mit einer Stoß-Schweißverbindung in der Mitte der Versuchslänge. Die Verbindungen waren durch Gasschweißung, gewöhnliche Lichtbogenschweißung und solche mit atomarem Wasserstoff hergestellt. Diese drei Verfahren lieferten gleichartige Ergebnisse. Für die Lichtbogenschweißung wurden verschiedene Elektrodenstäbe benutzt. Die Dauerfestigkeit der Schweißverbindungen war in allen Fällen erheblich geringer als die statische Zerreißfestigkeit. Das Verhältnis Dauerfestigkeit: Zugfestigkeit schwankte zwischen 0,13 und 0,35; eine Probe mit einem Stahlgußrohr ergab 0,41. Verschiedene länger dauernde Versuche sind noch im Gange. Aus Proben, die nach dem Bruch untersucht wurden, ließ sich schließen, daß mangelhafte Verschmelzung den größten Einfluß auf die Dauerfestigkeit hat. Durch statische Zerreißversuche ließ sich die mangelhafte Verschweißung offenbar nicht deutlich nachweisen.

Die Lager für die Sydney-Hafenbrücke. Nach einer Mitteilung in Engineering vom 20. Mai 1927 ist der Bau der Bogenbrücke über den Hafen von Sydney[1]) insofern wieder einen Schritt weiter gekommen, als am 28. April das erste der vier Hauptlager für die Überbauten der 500 m

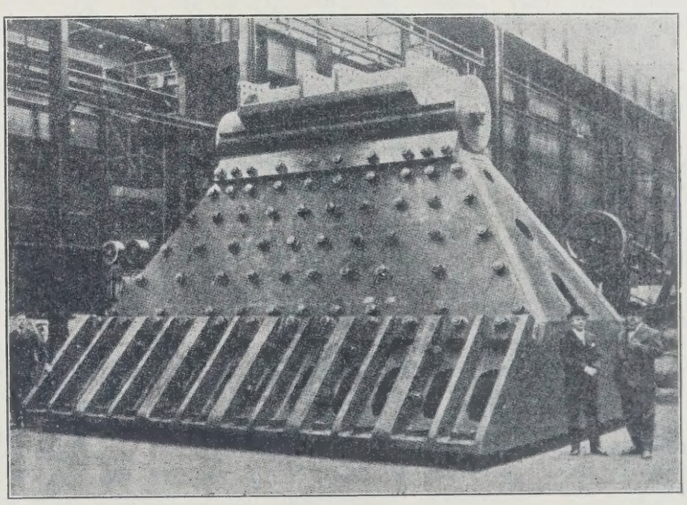


Abb. 1.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 11, S. 86; Heft 21, S. 218; Heft 29, S. 330; 1925, Heft 3, S. 25; Heft 11, S. 125; Heft 32, S. 440; Heft 33, S. 451; Heft 44, S. 630; 1926, Heft 19, S. 283; Heft 55, S. 844. Ferner „Zeitschriftenschau für das gesamte Bauingenieurwesen" unter den Stichworten Hängebrücken VIIh 24 und Eiserne Brücken VIIe 1, 3, 4, 6, 9, 14, 22, 36, 38, 41, 83 u. 102.

weiten Hauptöffnung auf dem Mauerwerk der Pfeiler aufgebracht wurde. Die Montagearbeiten begannen im Februar d. J. und erforderten wegen der großen Abmessungen und Lasten besondere Sorgfalt, nachdem vorher das Granitmauerwerk der Pfeiler zum Schutze gegen Beschädigungen mit Sandsäcken abgedeckt war. Abb. 1 zeigt die Ansicht eines der vier je 300 t wiegenden Lager, die ein bemerkenswertes Stück Ingenieurarbeit darstellen — nicht nur wegen ihrer Größe und Masse, sondern auch wegen der vollendeten Genauigkeit, mit der die einzelnen Teile, deren keiner mehr als 32 t wiegt, hergestellt und zur Aufnahme einer Last von 19 200 t zusammengesetzt sind. Abmessungen und Einzelheiten sind aus Abb. 2 ersichtlich. Ki.

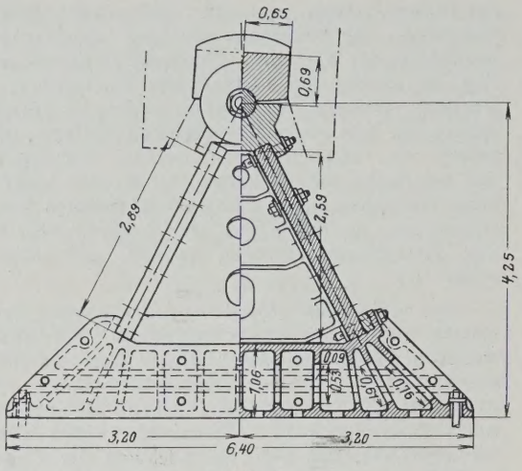


Abb. 2.

Befestigung von Kranbahnschienen. In der „Bautechnik" 1927, Heft 19, S. 280/81, ist die Befestigung von Schienen auf Mauerwerk behandelt. Hierbei ist der Reichsoberbau K (der jetzige Einheitsoberbau) zugrunde gelegt, dessen starke Form für Kranbahngleise besonders geeignet ist und die jetzt übliche Trennung zwischen Schienen- und Plattenbefestigung nicht berücksichtigt. Zum Befestigen der hier in Frage kommenden Rippenplatten auf Mauerwerk ist aber nur die Holzschwellenschraube geeignet.

Hierbei leistet die Dübelhülse der Flanschenfabriken A.-G. Hattingen a. d. Ruhr besonders gute Dienste. Sie besteht aus einem runden Tempergußgehäuse mit gerillten Innen- und Außenflächen und wird im Betonmauerwerk oder Werkstein mit Zementmörtel umgossen. In die Hülse wird ein normaler Einschlagdübel, wie er für Holzschwellen üblich ist, eingesetzt und durch die eingedrehte Schwellenschraube gespreizt. Die Unterlagsplatte wird nicht unmittelbar auf das Mauerwerk, sondern auf ein elastisches Pappelholzplättchen oder dergl. verlegt.

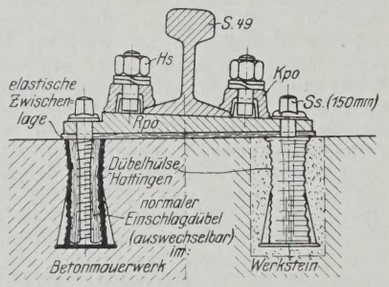


Abb. 1.

Bei dieser Anordnung ist das Mauerwerk gegen Erschütterungen, die auf Unterlagsplatte und Schwellenschraube wirken, sehr gut isoliert. Der Einschlagdübel kann später ohne Betriebsstörung in wenigen Minuten erneuert werden. Geringe Höhenunterschiede im Mauerwerk, die praktisch unvermeidlich sind, lassen sich durch die elastische Zwischenplatte unschädlich machen.

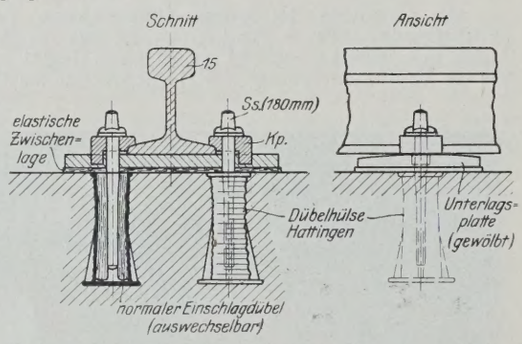


Abb. 2.

Die Anwendung der Dübelhülse beim Reichsoberbau K geht aus Abb. 1, die beim bisherigen Oberbau aus Abb. 2 hervor.

Kluge, Techn. Reichsbahn-Oberinspektor.

Abbindestörungen bei Verwendung von Tonerdezement zu Gründungsbauten. Der Deutsche Beton-Verein (E. V.) macht aufmerksam auf einen Aufsatz in Génie Civil 1927, Heft 11 vom 12. März über Erfahrungen mit französischem Tonerdezement bei Gründungsarbeiten an der Elornbrücke in der Nähe von Brest. Beton aus Bauteilen, die in heißen Augusttagen des Jahres 1925 betoniert waren, hatte (bei einer Normalfestigkeit von 350 bis 400 kg/cm²) nach 56 Tagen 76 und nach einem Jahre 126 kg/cm² Druckfestigkeit. Das Mischverhältnis betrug 400 kg Tonerdezement auf 1 m³ fertigen Beton. Als Anmachwasser wurde teils Meer-, teils Süßwasser benutzt. Der beschädigte Beton zeichnete sich durch rötliche und gelbliche bis hellgraue Farbe aus, während der normale Beton meist dunkel, leicht braun oder blaugrau gefärbt war. Laboratoriumsversuche zeigten, daß bei Verwendung warmen Anmachwassers (Meer- oder Süßwasser) die Druckfestigkeit des Betons abnahm, wenn dessen Abbindewärme etwa 42 bis 43° erreicht hatte. Beton, bei dem durch warmes Anmachwasser das Steigen der Abbindetemperatur des an sich schon eine hohe Abbindewärme ergebenden Tonerdezementes beschleunigt wird, zeigt hiernach Störungen im Abbindevorgang und demgemäß niedere Festigkeiten. Am zuverlässigsten ist der Beton, der sich am wenigsten und langsamsten erhitzt. Äußerlich erkennbar ist der ungewöhnliche Zustand des Betons an der abweichenden Farbtönung.

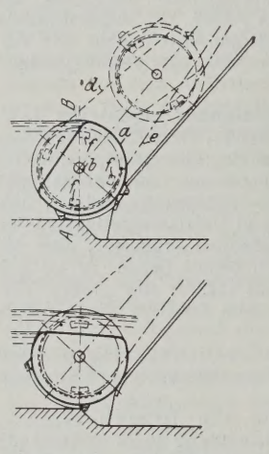
Einen Bericht über die in Frankreich ausgeführten Versuche bringt die Zeitschrift „Zement" 1927, Nr. 25, S. 519.

Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken. Zu der Mitteilung in der „Bautechnik" 1927, Heft 29, S. 424 bemerke ich, daß die Bauleitung mich im Januar 1927 aufgefordert hat, über einige besondere Fragen der Brücke über den Regen bei Blaibach ein Gutachten abzugeben. Dabei wurde mir der Bauentwurf vorgelegt, der einen Dreigelenkbogen aus Stampfbeton ohne Bewehrung vorsah. In meinem Gutachten vom 2. Februar habe ich der Bauleitung vorgeschlagen, eine Bewehrung des Gewölbes anzuordnen, und diesen Vorschlag eingehend begründet. Der Entschluß der Bauleitung, das Gewölbe zu bewehren, ist also nicht nur auf meinen Vortrag in Berlin zurückzuführen, vielmehr habe ich tatsächlich für dieses Bauwerk einen ganz bestimmten Vorschlag gemacht, wie dies in der Nachschrift zu meinem Aufsatze in der „Bautechnik" 1927, Heft 27 angegeben ist. Bei Abgabe meines Gutachtens und auch späterhin ist mir nicht bekannt gewesen, daß auch die Firma Carl Brandt schon auf die Zweckmäßigkeit von Eiseneinlagen im Gewölbe hingewiesen hatte, sonst würde ich dies in der Nachschrift erwähnt haben. Spangenberg.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Walzenwehr für veränderlichen Stau. (Kl. 84a, Nr. 435 296 vom 13. 12. 1923 von Maschinenbau Akt.-Ges. vormals Starke & Hoffmann in Hirschberg in Schlesien.) — Um zwecks Stauregelung bezw. Eisabführung den Staukörper nicht senken, sondern ihn nur drehen zu müssen, wird der Querschnitt des Staukörpers *a* als einseitig abgeflachter Kreis ausgeführt und der Staukörper in der Staulage um seine Längsachse drehbar angeordnet. An den Enden des Staukörpers sind auf festen Achsen *b* lose, den Staukörper frei tragende Laufrollen angeordnet; an den auf der Antriebseite befindlichen Enden ist um den Staukörper eine zum Triebwerk führende Kette *d*, ferner eine Kette *e* im entgegengesetzten Wicklungssinn geschlungen. Befindet sich die Walze in Staustellung (Abb. 1), so wird zur Eisabführung durch Anziehen der Kette *d* und entsprechendes Nachlassen der Kette *e* der Staukörper durch Drehung um die festen Achsen *b* in die Stellung (Abb. 2) gebracht. Bei weiterem Anziehen der Kette *d* werden die Rollen *c* durch die Anschläge *f* auf den Rollbahnen abgewälzt und hierdurch der Staukörper hochgehoben. Die Kette *e* wickelt sich hierbei auf den Staukörper auf. Beim Senken des Staukörpers finden die Bewegungen in umgekehrter Reihenfolge statt.



Personalnachrichten.

Preußen. Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Werner Neßler, Karl Kossel (Wasser- und Straßenbaufach); Ulrich Witschell, Richard Merten (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

Gestorben: Magistratsbaurat a. D. Gustav Ziesemann in Pfaffenhofen a. d. Ilm, früher Oberdirigent des Bauamts der städtischen Wasserwerke in Berlin, und Geheimer Baurat Theodor Berger, früher Regierungs- und Baurat und Mitglied der Eisenbahndirektion in Köln.

Sachsen. Gestorben: Geheimer Baurat Otto Pietzsch, früher Ministerialrat und Straßenbaudirektor im Finanzministerium.

INHALT: Das Hauptgebäude der Werftanlage der A.-G. für Dornierflugzeuge in Altenrhein bei Rorschach. — Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten. (Schluß.) — Behebung der schädlichen Folgen einer Rißbildung im Wasserschloß einer Großwasserkraftanlage. (Schluß.) — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Technische Hochschule Berlin. — 24. Jahresversammlung des Vereins Beratender Ingenieure e. V. (VBI). — Dauerversuche mit Schweißverbindungen. — Lager für die Sydney-Hafenbrücke. — Befestigung von Kranbahnschienen. — Abbindestörungen bei Verwendung von Tonerdezement zu Gründungsbauten. — Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang | BERLIN, 5. August 1927 | Heft 34

Alle Rechte vorbehalten.

Bemerkenswerte Kanalisationsausführungen im Bergbaugebiet.

Von Dipl.-Ing. **Nack**, Stadtbaurat in Essen.

Jede Kanalisationsarbeit in offener Baugrube in dichtbebauten engen Straßen ruft erhebliche Verkehrsstörungen, Belästigungen der Anwohner und in Geschäftsstraßen Schädigungen der Geschäftsinhaber hervor. Allgemeines Streben muß daher sein, die Ausführungszeit solcher Kanalarbeiten auf ein Mindestmaß einzuschränken. Große Tiefenlage der Kanalsohle, schlechte Bodenverhältnisse, hochanstehendes Grundwasser, fließender Baugrund und die hierdurch bedingten besonderen Baumaßnahmen wie das Rammen von Spundwänden, künstliche Grundwasserabsenkung u. a. können jedoch trotz bester Bauvorbereitung und einwandfreier Durchführung der Bauarbeiten so lange Ausführungsfristen herbeiführen, daß Verkehr und Anlieger die Arbeiten als lästig und schwer erträglich empfinden müssen. Hinzu kommt, daß die Arbeiten unter diesen schwierigen Verhältnissen oft nicht ohne ein gewisses Risiko durchgeführt werden können, wenn nicht ein einwandfreier Unternehmer mit ihnen beauftragt wird. Allzu leicht treten bei Ausführungen in offener Baugrube infolge der unvermeidbaren Setzungen des Kanalgrabens wirkliche oder auch nur vermeintliche Risse an den Gebäuden auf, für die die Gemeinde dann haften soll. Dieses Risiko sowie die genannten Beeinträchtigungen des Verkehrs und der Anwohner können vollständig ausgeschaltet werden durch die Ausführung der Kanalarbeiten im Stollenbau, erforderlichenfalls mit Anwendung von Druckluft. Durch diese Ausführungsart werden außerdem das Nachsacken des Kanalgrabens, die dadurch oft mehrmals notwendig werdende Wiederinstandsetzung der Straßenbefestigung über der Kanalleitung und abermalige Verkehrsbelästigungen vermieden.

Geradezu geboten aber ist diese Bauweise, wenn hohe Gebäude oder hochgelegene Bahnanlagen mit Kanalleitungen unterquert werden müssen. Können bei erstmaliger Ausführung von Kanalanlagen durch entsprechende Linienführung solche Fälle meist umgangen werden, so ist dies doch nicht immer möglich, wenn, wie im dichtbebauten Industriebezirk, infolge von Bergsenkungen vorhandene Straßenkanäle umgelegt oder Ersatzkanäle für unbrauchbar gewordene oder zu Bruch gegangene hergestellt werden müssen. Die eingetretenen und noch weiter zu erwartenden Senkungen der Erdoberfläche schreiben dann gegebenenfalls bestimmte Linienführungen vor ohne allzu große Rücksicht auf die über Tage bestehenden Anlagen. Es sind daher im Ruhrbezirk schon vor dem Kriege in solchen Sonderfällen Abwässerkanäle mit gutem Erfolge im Tunnelbau, und zwar von der Emscher-Genossenschaft ausgeführt worden. Es handelte sich hierbei u. a. um Unterquerungen der Bahnhöfe Wanne und Herne, Unterfahrung einer Zechenkolonie und die Kreuzung des auf einer Dammschüttung liegenden Schiffs-Zweigkanals nach Herne. In den Fällen, wo der Abwasserkanal in Grundwasser oder Schwimmsand zu liegen kam, geschah die Ausführung unter Anwendung von Preßluft mit Schildvortrieb.

Die guten Erfahrungen mit dieser Bauweise gaben Veranlassung, auch in Essen in solchen schwierig gelagerten Sonderfällen Kanalisationsarbeiten im Tunnelbau auszuführen, nachdem in jedem Einzelfalle vorher festgestellt war, daß diese Bauweise am besten eine technisch einwandfreie, sichere und auch wirtschaftliche Ausführung gewährleistete.

Statt mit Schildvortrieb, wie er bei den Arbeiten der Emscher-Genossenschaft gewählt wurde, wurde bei sämtlichen Stollenherstellungen in Essen mit bergmännischem Vortrieb gearbeitet.

Statt eines Schildes benutzte die ausführende Firma Hallinger & Co., Essen, stählerne Vortriebsmesser. Die jedesmalige Vortriebslänge betrug 1,25 m. Sobald unter den Vortriebsmessern ein solches Tunnelstück ausgebrochen war, wurde sofort über Lehren aus ⊏-Eisen eingeschalt und das Profil gleichzeitig ausgemauert. Hierauf wurden die Messer wiederum um 1,25 m mit Hebeln in das Erdreich hinein vorgetrieben. Sie ruhten dann mit dem rückwärtigen Ende auf dem bereits fertigen Kanalgewölbe und mit dem vorderen im Boden der Stollenspitze. Schädlicher Raum entstand über dem Kanalgewölbe nur in der Stärke dieser Vortriebsmesser. Nur um diese etwa 2 cm konnte sich das darüber befindliche Erdreich setzen, was nie zu Bedenken Anlaß gegeben oder Mißstände hervorgerufen hat. Wegen der zu erwartenden unregelmäßigen Senkungen infolge des Bergbaues wurden in allen Fällen Trennungsfugen in 5 bis 10 m Abstand angeordnet, in die Asphaltfilzplatten eingelegt wurden.

Um in Preßluftstrecken bei nicht sehr hoher Bodenüberdeckung stärkeres Entweichen von Druckluft nach Möglichkeit zu verhindern und anderseits das frische Mauerwerk auch nicht ungewollt künstlich zu früh auszutrocknen, wurden die Fugen der hölzernen Lattenschalung mit Lehm verstrichen und die Schalung an ihrer Unterseite mit einem Lehmüberzug versehen. Dieses wurde dann bis zur Erhärtung des Fugenmörtels durch Besprengen mit Wasser feucht gehalten. Dieses Verfahren war von gutem Erfolge begleitet.

Im allgemeinen wurde bei dem Preßluftbetrieb mit einem mittleren Überdruck von 0,5 at gearbeitet, der beim Freisteinkanal bis auf 0,9 at gesteigert werden mußte. Bei diesen geringen Überdrücken konnte ohne jede gesundheitliche Schädigung von der Arbeiterschaft schichtweise acht Stunden durchgearbeitet werden.

Im folgenden seien nun die einzelnen Ausführungen näher beschrieben.

1. Bernekanal.

Der in der Altstadt als geschlossener Kanal ausgebaute frühere Bernebach ist Hauptsammelkanal für die gesamten Abwässer der östlichen Hälfte dieses Stadtgebiets sowie der südlichen Wohnstadt.

Dieser Bernekanal war auf seiner unteren Strecke seit Jahren durch die Einwirkungen des Bergbaues in seiner Leistungsfähigkeit stark beeinträchtigt. Versackungen und Gefällverschlechterungen und die dadurch eingetretene ständige Verschlammung, teilweise bis in Kämpferhöhe, bildeten seit langem einen ständigen Gefahrenpunkt für die Entwässerung des Stadtkerns.

Im Einvernehmen mit dem Bergbautreibenden wurde 1920 für diese gefährdete Strecke zwischen Hammacherstraße bis nördlich (unterhalb) der Zechenanschlußbahn, d. h. bis zu der Stelle, wo der geschlossene Kanal in einen offenen Bachlauf übergeht, mit dem Bau eines Ersatzkanals begonnen. Da das Gelände dieser Stadtgegend infolge des darunter betriebenen Kohlenbergbaues in den letzten Jahren nach Osten hin viel stärker absinkt, so mußte gleichzeitig für einige östlicher gelegene Straßenzüge eine neue Vorflutmöglichkeit geschaffen werden, da in den betreffenden Straßenkanälen bereits Gegengefälle zum alten Bernekanal und dauernd Rückstau eingetreten war. Der neue Ersatzkanal mußte infolgedessen oberhalb der Aufnahmestelle des alten Kanals gleichzeitig noch bis zum neuen Tiefpunkte der in Frage kommenden Stadtgegend, bis zur Ecke der Waldhausen- und Gerlingstraße, verlängert werden. Ebenso mußten neue Anschlüsse in der Stoppenberger und Viehofer Straße hergestellt werden.

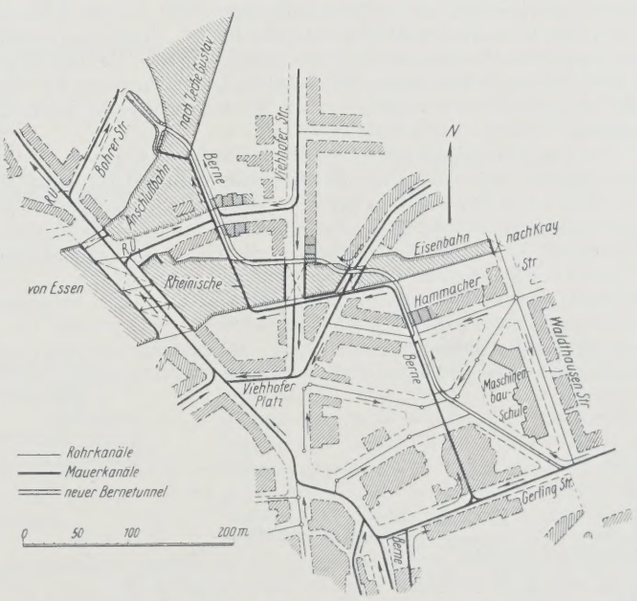


Abb. 1. Bernekanal. Lageplan.

Wegen der notwendigen Unterfahrung mehrerer hoher Mietshäuser, der hochgelegenen Bahnanlagen, der vom Verkehr stark belasteten nördlichen Zugangstraßen zum Viehofer Platz war eine Ausführung in offener Baugrube unmöglich. Berechnungen ergaben auch, daß der Bau des Ersatzkanals sowie des Anschlusses in der Viehofer Straße im Tunnelbetrieb durchaus wirtschaftlich war. Die Ausführung konnte ohne jede Störung

des starken Fuhrwerk- und Straßenbahnverkehrs vor sich gehen, was von seiten der Straßenbahn auch mit der Zahlung eines namhaften Zuschusses zu den Baukosten bewertet wurde. Als Querschnitt der unteren Strecke wurde ein Maulprofil, in den Hauptabmessungen 2,30 m Breite und 2,56 m Höhe, mit besonderer Schmutzwasserrinne gewählt. Die rechnerische Leistungsfähigkeit betrug etwa 28 m³/Sek., die obere Strecke bis Gerlingstraße erhielt ein etwas kleineres gedrücktes Eiprofil 1,40 auf

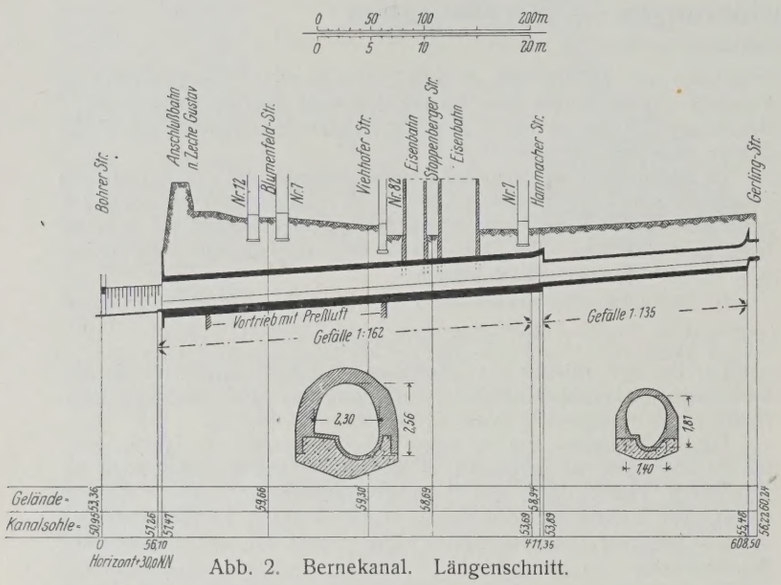


Abb. 2. Bernekanal. Längenschnitt.

1,81, ebenfalls mit besonderer Schmutzwasserrinne. Die Tiefenlage der Kanalsohle unter Gelände wechselte im Mittel zwischen 4,75 m und 9 m. Besonders beachtenswert ist die Untertunnelung von vier Mietshäusern ($3^1/_2$ bis 4 Stockwerke hoch) sowie die der hochliegenden Bahnkörper der Rhein. Eisenbahn und der Zechenanschlußbahn, die beiderseits von Stützmauern begrenzt werden.

Mit den Arbeiten wurde an der unteren Ausmündungsstelle (nördlich der Bahn) begonnen und der Stollen von hier aus einseitig vorgetrieben. Die Bodenmassen wurden mit Kippwagen herausgeschafft und unterhalb in tiefer gelegenen Geländemulden eingeebnet. Oberhalb der Blumenfeldstraße bis etwa oberhalb der Viehofer Straße mußte wegen starken Wasserandranges vom einfachen Stollenbetrieb zu solchen mit Druckluft übergangen werden.

Die Antrieblokomobilen und Luftkompressoren standen außerhalb des Stollens. Die Luftschleuse selbst wurde im Stollen an der Blumenfeldstraße eingebaut. Im Anschluß an die Erdarbeiten wurde das Kanalprofil sofort ausgemauert, ausschließlich der $^1/_2$ Stein starken Verblendung, die am Schlusse der Arbeiten ausgeführt wurde. Die Beleuchtung des Tunnels während der Bauarbeiten war wie auch bei den nachfolgend geschilderten elektrisch.

Die Arbeiten gingen ohne jeden Unfall vor sich, gewisse Schwierigkeiten ergaben sich nur bei der Durchquerung der Fundamente der hohen Stützmauern und Widerlager an der Eisenbahn, wo Sprengungen im Stollen mit flüssiger Luft notwendig wurden, und bei der Unterfahrung der vier Wohnhäuser. Ihre Grundmauern mußten abgefangen werden und erhielten ein neues Fundament auf den Widerlagern des neuen Kanals.

Setzungen des Geländes, des Bahnkörpers oder der unterfahrenen Gebäude sind nicht aufgetreten, abgesehen von einer Strecke auf dem Platz vor der Maschinenbauschule und in der Hammacherstraße, wo das Pflaster später etwas nachgab und umgepflastert werden mußte. Im ganzen wurden 720 lfd. m im Stollenbetriebe, davon rd. 170 lfd. m unter Druckluft und rd. 40 lfd. m in offener Baugrube (Anschluß Stoppenberger Straße) ausgeführt.

Der Kanal wurde in den Jahren 1920/21 gebaut. Die Gesamtausführungsfrist einschließlich der Vor- und Nacharbeiten betrug rd. 350 Arbeitstage. Im Mittel wurden bei täglich dreimaligem Schichtwechsel in einer Woche bei dem größeren Querschnitt rd. 13 lfd. m, bei dem kleineren etwa 26 lfd. m Stollen vorgetrieben, auf der Luftdruckstrecke etwa 13 lfd. m. Durch den Bau dieser Kanäle ist die frühere stete Gefahr der Überschwemmung wertvollster Teile der Altstadt (Geschäftsstadt) beseitigt, bis etwa neue Bergsenkungen auch wieder neue Maßnahmen notwendig machen (Abb. 1 u. 2).

2. Kanal in der Straße Am Freistein.

Der Bau dieses Entwässerungskanals wurde wie der teilweise Ersatz des Bernekanals notwendig wegen völliger Störung der Vorflut durch den Bergbau. Das Gelände der südöstlichen Altstadt sinkt seit Jahren und auch in Zukunft weit stärker ab als das übrige Gebiet. Hierdurch sind teilweise völlige Umkehrungen der Gefällsverhältnisse auch in den Straßenkanälen eingetreten. Zu diesen Straßen gehörte auch die obere Stoppenberger Straße mit den Abwässern des Schlacht- und Viehofes. Statt nach Westen zur Berne hatten diese Kanäle allmählich Gefälle nach Osten bekommen, gröbste Mißstände durch Rückstau waren die Folge, infolgedessen mußte ein neuer Vorflutkanal geschaffen werden, der diesen ganz geänderten Verhältnissen Rechnung trug.

In der Stoppenberger Straße zu bauen, verbot die Enge der Straße und der äußerst lebhafte Durchgangs- und Straßenbahnverkehr. In Gemeinschaft mit dem Zechenbetrieb wurde als zweckmäßigste Linienführung die durch die erst zum Teil bebaute Parallelstraße Am Freistein bis zum Anschluß an einen vorhandenen Betonrohrkanal 0,80/1,20 m der Nachbargemeinde Stoppenberg festgelegt, der selbst wieder in den Stoppenberger Bach mündet. Die Gesamtlänge des Kanals, für den ein erforderlicher Querschnitt von 0,83/1,40 m (unnormales Eiprofil) gewählt wurde, beträgt 539,50 m. Bei der großen Tiefenlage der Kanalsohle, die zwischen 5 und 12 m unter Gelände wechselt, und den schlechten Bodenverhältnissen — der Kanal kam vollständig in wasserhaltigen Fließ zu liegen — wurde als zweckmäßigste die Ausführung im Tunnelbetrieb mit Druckluft gewählt. Die Gesamtarbeiten haben gedauert von Ende August 1921 bis Ende Mai 1922 und konnten ohne besondere Vorkommnisse durchgeführt werden (Abb. 3).

3. Kanal in der verlängerten Ortrudstraße.

Um eine bessere Verkehrsmöglichkeit zwischen dem südlichen Stadtteil Rüttenscheidt mit dem südöstlichen Rellinghausen und weiterhin den Erholungsstätten im Ruhrtal zu schaffen, ist die Durchlegung der heutigen Ortrudstraße nach Südosten bis zur Wittekindstraße notwendig. Hierdurch wurden Änderungen in dem zum Teil bereits vorhandenen Kanalnetz erforderlich. Die Hauptschwierigkeit bei dieser Ausführung bot die Strecke nördlich und unter einer Zechenanschlußbahn. Der Kanal kam hier in festgelagerten Felsen (Sandstein) in erheblicher Tiefe zu liegen und unterschritt den sehr hohen Eisenbahndamm in einer Sohlentiefe von über 17 m.

Die öffentliche Ausschreibung ergab, daß die Arbeiten billiger wurden, wenn diese Strecke, insgesamt 310 lfd. m, im Stollenbetrieb ausgeführt wurde. Die untere Hauptstrecke erhielt ein gemauertes Eiprofil 1,30/1,68 m mit Betonsohle, Gewölbe zweiringig (unter der Bahnstrecke auf Anfordern der Eisenbahn dreiringig), die oberen Nebensammler hatten ein Eiprofil von 1,08/1,40 m.

Der Stollen wurde zunächst einseitig von der Unterseite durch den Bahndamm vorgetrieben, später aber nach Abteufen eines Arbeitsschachtes an der Vereinigungsstelle von zwei Nebensammlern auch von hier aus gleichzeitig nach allen drei Richtungen. Die Arbeiten wurden stark durch reichlichen Andrang von Wasser behindert, das durch eine Drainageleitung und ständiges Pumpen beseitigt wurde. Die Stollenstrecke, in der rd. 1500 m³

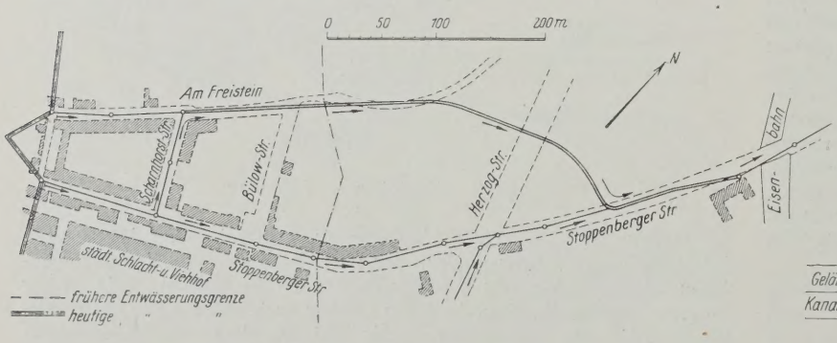


Abb. 3. Kanal Am Freistein. Lageplan.

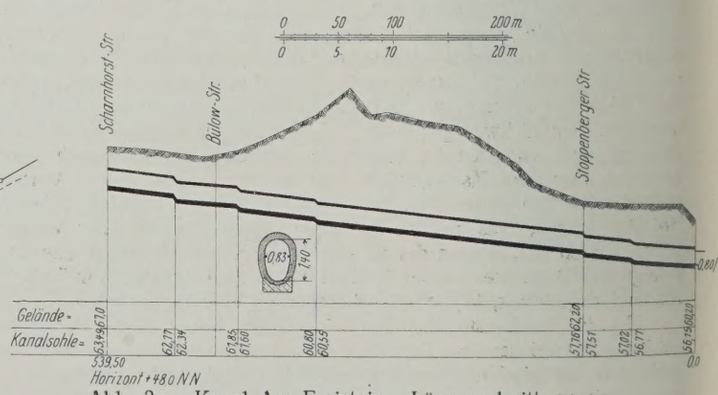


Abb. 3a. Kanal Am Freistein. Längenschnitt.

Felsen durch Schießen gelöst werden mußten, wurde in rd. 200 Arbeitstagen im Sommer 1924 fertiggestellt. Hierzu ist zu bemerken, daß die Arbeit eine Notstandsarbeit war und die Leute bei den damals herrschenden Löhnungsbedingungen nicht allzu gern die immerhin schwierigen und schmutzigen Arbeiten aufnahmen und fortsetzten. Für die eigentlichen Facharbeiten standen der ausführenden Firma natürlich Facharbeiter und ein kleiner Stamm eigener Leute zur Verfügung.

4. Kanal in der Feldmannstraße.

Der Stadtteil Altenessen wird in west-östlicher Richtung von der ehemals Köln-Mindener Bahnstrecke durchschnitten. Um die frühere noch bedenklicher eingeschätzte Absenkung des hochgelegenen Altenessener Bahnhofes zu vermeiden, hat der Bergbau unter und neben diesem sogen. „Sicherheitspfeiler“ stehenlassen. Während also das Gelände unter und in der Nähe des Bahnhofes seine Höhenlage ungefähr beibehält, sinkt es nördlich und südlich ab. Da die Hauptvorflutrichtung jedoch süd-nördlich oder nord-westlich ist, ergeben sich hieraus erhebliche Störungen in den Gefällverhältnissen der Straßenkanäle und des Hauptvorfluters, des hier offenen Bernekanals.

Um den gröbsten Mißständen abzuhelfen, mußte ein neuer Kanal in der Feldmannstraße gebaut werden mit neuer Gefällrichtung nach Norden, statt bisher teilweise nach Süden. Hierbei mußten allerdings teilweise erhebliche Kanalsohlentiefen bis zu 7 m in Kauf genommen werden.

Wie Schürfgruben ergaben, waren die Bodenverhältnisse gerade auf der am tiefsten gelegenen Kanalstrecke und unter einer Überführung der Köln-Mindener Bahn außerordentlich ungünstig. Unter dieser stand das Grundwasser bis dicht unter das Pflasterbett. Die Sohlentiefe war hier allerdings so gering, daß zur Ausführung ein unnormales gedrücktes Profil von 0,95 m Höhe und 1,36 m Breite gewählt werden mußte, um überhaupt genügend Deckung zu erhalten. Die Baugrube selbst wurde in ganzer Höhe durch dichtschließende Spundwände gesichert, um jeder Gefahr für die zu beiden Seiten der schmalen Fahrbahn auf dem Bürgersteig stehenden eisernen Mittelstützen der Brücke zu begegnen. Die anschließende untere Strecke bis zur Berne bot keine Schwierigkeiten, da auf ihr ein in etwa gleicher Tiefe bereits vorhandener alter Kanal als Drainagekanal gewirkt und den Grundwasserspiegel im Laufe der Jahre gesenkt hatte.

Oberhalb der Eisenbahnüberführung wurde dann eine rd. 470 lfd. m lange Kanalstrecke wieder im Tunnelbetrieb mit Anwendung von Druckluft ausgeführt. Um die Arbeiten nach Möglichkeit zu beschleunigen, wurden zwei Schleusenkammern mit dazwischenliegendem gemeinsamen Förderschacht etwa in der Mitte der Tunnelstrecke eingebaut, um gleichzeitig unter Benutzung von getrennten Luftschleusen den Vortrieb nach zwei Seiten vornehmen zu können.

Wegen des hoch anstehenden wasserhaltenden Fließes und zum Schutze der in der Nähe stehenden Wohngebäude wurde die Arbeitsgrube deren Länge 30 m und deren lichte Breite 3 m betrug, mit dichtschließenden eisernen Spundwänden, Bauweise Larssen, Dortmunder Union, Profil Nr. 1, eingefaßt. Die Länge der Spundwände betrug 6,50 m, sie wurden bis auf 8,50 m unter Straßengelände heruntergerammt. Die oberen 2 m der Baugrube wurden in normaler Weise abgesteift. Nach dem Ausschachten des Bodens wurde die Betonsohle der Arbeitskammer eingebracht, die Schleusen in Mauerwerk ausgeführt und als Dichtung gegen etwa trotzdem entweichende Druckluft deren Gewölbe noch mit einer 3 m starken Bodenschicht überdeckt. Nach Fertigstellung der Tunnelstrecke wurde später die Decke der Kammer abgebrochen und das Kanalprofil auf dieser Strecke ebenfalls hergestellt. Nach Einbau der vier Schleusentore wurden die Arbeiten in werktäglich dreimal acht Stundenschichten durchgeführt.

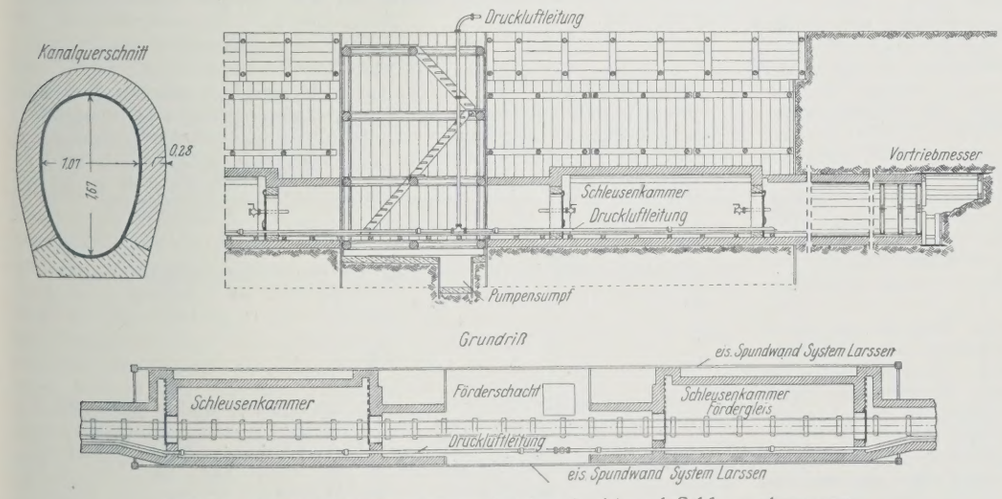


Abb. 4. Kanal Feldmannstraße. Förderschacht und Schleusenkammern.

Als Kanalprofil kam ein etwas überhöhtes Eiprofil 1,07/1,67 m zur Ausführung. Im Durchschnitt wurden werktäglich beiderseits 3,65 lfd. m, insgesamt also 7,30 lfd. m Stollen vorgetrieben.

Während der Bernekanal sowie die Kanäle im Freistein und in der verlängerten Ortrudstraße zunächst zwei- bezw. einringig ausgemauert, dann innen verputzt und nachträglich mit Klinkern verblendet wurden, wurden hier zur Erzielung schnellerer Arbeit Kanalleitungen und Gewölbe sofort in endgültiger Stärke fertiggestellt und statt mit einer Verblendung mit einem Zementmörtelverputz versehen. Der Putz verminderte gleichzeitig das Entweichen der Druckluft.

Der Kanal wurde im Sommer 1925 hergestellt. Die Kosten der Tunnelstrecke, rd. 470 lfd. m, betrugen rd. 150 000 G.-M., d. h. für 1 lfd. m rd. 320 G.-M., hiervon entfielen auf reinen Arbeitslohn rd. 213 G.-M. für 1 lfd. m (Abb. 4).

5. Durchlaß unter der Eisenbahnstrecke Essen—Frintrop nach Bottrop.

Aus Anlaß des Ausbaues des Pausmühlenbaches als Hauptsammelbach für das nordwestliche Gebiet des Stadtteils Borbeck mußte die auf hoher Anschüttung liegende viergleisige Güterbahn Essen—Frintrop—Bottrop unterfahren werden. Der Durchlaß kam ganz in Grundwasser und fließenden Sand zu liegen. Die zu gewährleistende Sicherheit des Eisenbahnbetriebes entschied auch hier für Durchführung dieser Arbeiten im Stollenbau mit Druckluft. Die Ausführung geschah in ähnlicher Weise wie die oben beschriebenen, jedoch mit einseitigem Vortrieb von der oberen Seite aus. Der Durchlaß hatte eine lichte Weite von 2,20 m und eine lichte Höhe von 2,50 m. Unter der Prosperstraße mußte die Höhe auf 2 m eingeschränkt werden, um die nötige Deckung für die in der Straße liegenden Gas- und Wasserleitungsrohre zu behalten. Er wurde zunächst zweiringig ausgemauert und nachträglich mit Klinkern verblendet. Zur besseren Begehbarkeit wurde unter der Bahnstrecke etwas über Normalwasserhöhe ein seitlicher Laufsteg aus Eisenbeton eingebaut.

Die Gesamtkosten dieses 65 m langen Durchlasses beliefen sich auf 71 000 R.-M. Er wurde im Jahre 1926 ausgeführt. Die Arbeitszeit betrug einschließlich gewisser Nebenarbeiten drei Monate.

6. Rückhaltebecken am Sälzerbach.

Von allen Entwässerungsanlagen, die in den letzten Jahren von der Stadt Essen im Stollenbau ausgeführt wurden, ist die im folgenden beschriebene besonders erwähnenswert. Es handelt sich hierbei um den Bau eines unterirdischen Regenrückhaltebeckens von erheblichem Ausmaße, wie es in dieser Art meines Wissens zum ersten Male angelegt wurde.

Der früher offene, jetzt auf ganzer Länge überwölbte Sälzerbach hat die Abwässer eines großen Teils des dichtbebauten westlichen Stadtteils und insbesondere des großen Fabrikgeländes der Firma Fried. Krupp abzuführen. Durch Bergsenkungen und dadurch herbeigeführte Gefällverschlechterungen war die Leistungsfähigkeit des Kanals auf seiner mittleren und unteren Strecke im Laufe der Jahre erheblich heruntergegangen. Dazu kam, daß das früher teilweise noch offene Gelände der Kruppschen Fabrik durch Werkstättenbauten größten Ausmaßes übermäßig dicht bebaut worden war. Die Abflußmengen bei starkem Regen hatten sich derart gesteigert, daß der Kanal auf der fraglichen Strecke die Regenwassermengen nicht mehr aufnahm und Rückstau, Grundstücks- und Straßenüberschwemmungen schon bei jedem mittleren Regen auftraten. Der Kanal führt fast auf seiner ganzen Länge durch das Fabrikgelände von Krupp. Ein Entlastungskanal bis zum nächsten Hauptvorfluter hätte eine Länge von mehr als 2 km erhalten müssen und wäre zwischen den hohen Werkbauten und innerhalb der vielen Gleis- und Krananlagen nur mit außerordentlich hohen, wirtschaftlich nicht vertretbaren Kosten, verbunden mit großen Störungen des Fabrikbetriebes, möglich gewesen.

Infolgedessen wurde von der Entwurfsabteilung des städtischen Tiefbauamts, Leiter Stadtbauingenieur Heyd, von dem auch die vorhergehenden Pläne stammen, der Entwurf für ein Regenrückhaltebecken ausgearbeitet, das bei starken Regengüssen als Speicher die über die Leistungsmöglichkeit des Sälzerbaches hinausgehenden Niederschlagmengen so lange zurückhalten sollte, bis sie ohne Gefahr wieder in den Kanal abfließen konnten. Da für ein offenes Becken Gelände nicht zur Verfügung stand, so mußte ein unterirdisches angelegt werden. Kostenberechnungen ergaben, daß diese Ausführung wirtschaftlich durchaus tragbar und technisch durchführbar war.

In Frage kam ein Gelände auf dem Kruppschen Fabrikgrundstück zwischen Sälzer- und Krämerstraße unmittelbar neben 25 m hohen Werkstättengebäuden, das mit Betriebs- und Ausladegleisen dicht besetzt war. Da der Eisenbahnbetrieb nicht gestört werden durfte, kam nur eine Ausführung im Stollenbau in Frage.

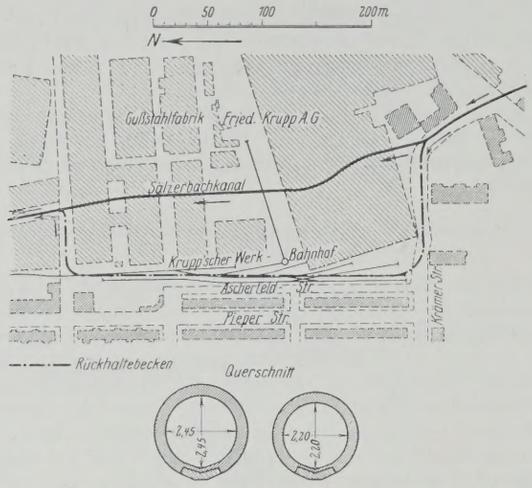


Abb. 5. Rückhaltebecken am Sälzerbach. Lageplan u. Querschnitt.

Die Größe des Bauwerks wurde so bemessen, daß das Überschußwasser des Sälzerbaches bei stärksten Niederschlägen aufgenommen werden kann. Die Menge wurde bei einer Regendauer von 12 Minuten auf rd. 2000 m³ berechnet und dementsprechend das lichte Profil bei einer zur Verfügung stehenden Baulänge von 478 m ausgebildet. Als erforderlicher Querschnitt wurde je auf halber Länge ein lichtes Kreisprofil von 2,20 m und 2,45 m ermittelt.

Da die Arbeiten gleichzeitig nach beiden Seiten aufgenommen werden sollten, wurde der Arbeits- bezw. Förderschacht in der Mitte der Kanalstrecke abgeteuft, der später als seitlicher Einsteigeschacht ausgebaut wurde. Der Tunnelteil von 2,20 m lichtem Durchmesser ist in Ziegelmauerwerk dreiringig einschl. nachträglicher Verblendung, der von 2,45 m lichter Weite ebenfalls dreiringig, aber mit Innenputz ausgeführt. Letztere Ausführungsweise hatte den Vorteil, daß mit den gleichen Tunnellehren gearbeitet werden konnte. Die Überlaufschwelle am oberen Einlaßbauwerk hat eine freie Länge von 5 m und ist 0,20 m unter dem Scheitel des Sälzerbachkanals angeordnet. Die Entleerung des Speicherbeckens geschieht am unteren Ende wieder zum Sälzerbachkanal durch eine 0,50 m weite Betonrohrleitung, die durch einen Schieber so abgedrosselt ist, daß die Entleerungszeit etwa $1^1/_2$ Stunden dauert, während der Behälter bei größten Regengüssen etwa in 12 Minuten volläuft.

Das Becken wurde im Jahre 1923 gebaut. Die Gesamtausführungszeit betrug 8 Monate, Die Arbeiten konnten ohne Unterbrechung trotz der damaligen Franzosenzeit mit ihren bösen Folgen durchgeführt werden. Die Arbeitstelle war sogar eine der ganz wenigen von damals vielleicht 250 bis 300 der Stadt Essen, auf denen während des passiven Widerstandes vom Anfang bis zu Ende einwandfrei und fleißig gearbeitet worden ist.

Die Anlage hat sich bis jetzt gut bewährt, der beabsichtigte Zweck ist erreicht, da Überflutungen der Grundstücke nicht mehr vorgekommen sind. Über die Kosten läßt sich wenig sagen, da die Ausführung in dem berüchtigten Inflationsjahr 1923 stattfand; veranschlagt waren sie seinerzeit mit 158 000 G.-M. (Abb. 5).

Aus denselben Gründen ist eine zutreffende Kostenangabe auch bei den Nr. 1 bis 3 nicht möglich.

Die Einsteigeschächte bei allen Ausführungen wurden wo nötig nachträglich abgeteuft und dann von unten her hochgemauert.

Die hier geschilderten Kanalisationsausführungen im Stollenbetrieb mit oder ohne Anwendung von Druckluft sind stets ohne Unfälle, ohne Störung des Verkehrs, technisch einwandfrei vonstatten gegangen. Gegenüber Ausführungen in offener Baugrube boten sie den Vorteil, daß sie unter allen Umständen durchführbar, dabei aber nicht teurer, sondern zum Teil billiger kamen als diese. Es ist daher beabsichtigt, auch in Zukunft erforderlichenfalls diese Bauweise bei Kanalisationsarbeiten wieder anzuwenden.

Alle Rechte vorbehalten.

Betrachtungen zur Hochwasserkatastrophe im Erzgebirge.

Von Dr.-Ing. **R. Winkel**, Professor an der Techn. Hochschule Danzig.

Vor 30 Jahren gaben die Verheerungen des Weißeritz-Hochwassers in Sachsen (30. Juli 1897) ebenso wie diejenigen der schlesischen Flüsse den Anlaß zur planmäßigen Schaffung von Hochwasserschutzeinrichtungen; insbesondere wurden in Talsperrenbecken Hochwasserschutzräume vorgesehen, die den Hauptteil der sonst zu Tal gehenden Wassermassen eines Unwetters speichern können. Die Weißeritztalsperren Malter und Klingenberg, die Queistalsperre Marklissa, die Bobertalsperre Mauer und eine Anzahl kleinere Stauwerke wurden errichtet und haben sich seither als segensreich erwiesen. Nur bei den kleinen Gebirgsflüssen unterblieb noch die Errichtung von Sperrwerken, wohl aus Mangel an Geld, und weil vielleicht die Wirtschaftlichkeit von derartigen kleinen Anlagen zweifelhaft erschien. Der Umfang der Verheerungen der Erzgebirgflüsse: Gottleuba und Müglitz zeigt eindringlich, daß jeder Zweifel an der Wirtschaftlichkeit von Hochwasserschutzbauten entfallen muß; nach den ersten Schätzungen soll der Materialschaden etwa 70 Mill. R.-M. betragen, für die Vernichtung von annähernd 200 Menschenleben lassen sich selbstverständlich keine Geldwerte einsetzen. Die Unwetterhochwasser haben sich in einem Zeitraum von 30 Jahren wiederholt, so daß durchschnittlich auf jedes Jahr 2 bis 3 Millionen Schadenwerte entfallen, während die Erbauung einiger kleinen und doch wirksamen Talsperren kaum die Kosten des Schadenanteils eines Jahres erfordern würde.

Es läßt sich nachweisen, daß selbst eine kleine Talsperre mit einem verhältsnismäßig ausreichenden Hochwasserschutzraume schon äußerst wirksam die Hochwasserwirkung vermindern kann. Denn nur der erste ankommende Wellenschwall bedingt die furchtbaren Zerstörungen; kann diese erste Welle in ihrer Höhe vermindert und dafür in ihrer Längenausdehnung gestreckt werden, so vermindert sich sehr schnell die Wucht der anstürmenden Wassermasse. Besteht die Möglichkeit, auch nur einen Teil dieser Wassermengen in einem Stausee zurückzuhalten und erst allmählich wieder in den Vorfluter abzugeben, so ist schon viel gewonnen. Außerdem ist im Vorflutgebiete, soweit es erreichbar ist, dafür Sorge zu tragen, daß eine möglichst große Wasserspiegelbreite für den Hochwasserabfluß vorhanden ist; besondere Beachtung erfordern Brückenöffnungen, Durchlässe, Landstraßendämme, Bahndämme sowie die Ortsanlage von Dörfern und Städten am Flußufer.

Einige kurze theoretische Betrachtungen mögen dieses näher erläutern; die Rechnungsansätze sind meinem Aufsatze „Das Verhalten von Hebungs- und Senkungswellen bei verschiedener Fließbewegung“, Deutsche Wasserwirtschaft 1926, Heft 1, entnommen. Vor Beginn des Hochwassers möge in einem Flusse mit dem Querschnitt f und der Spiegelbreite b die Wassermenge q m³/Sek. mit einer durchschnittlichen Geschwindigkeit v_0 zum Abfluß gelangen, wobei das Spiegelgefälle J_0 sei.

Erhöht sich nun die in der Zeiteinheit abfließende Wassermenge von q um Q, so bewirkt die entsprechende Raumvergrößerung im Flusse eine Spiegelerhöhung z, die mit der Schnelligkeit c m/Sek. talwärts weitereilt $\left(c = \sqrt{g\frac{f}{b} + v_0}\right)$. Es besteht die Raumgleichung $Q = z\left(\frac{b+B}{2}\right)c$, sofern B die neue Wasserspiegelbreite bei dem höheren Flußwasserstande bedeutet, oder

$$z = \frac{2\,Q}{(b+B)\,c}. \tag{1}$$

Je größer demnach b und B sind, um so kleiner wird die Wasserstandserhöhung z werden, daher sind weite Ausuferungsflächen sehr günstig, doch sind diese im allgemeinen erst im Mittel- und Unterlaufe vorhanden, während sie meistens im Gebirgs- und Hügellande fehlen. Die durch z bedingte Druckerhöhung beschleunigt die Fließbewegung von v_0 auf v. Hierfür besteht die an vorgenannter Stelle abgeleitete Beziehung

$$z = \frac{c\,(v - v_0)}{g}. \tag{2}$$

Hieraus folgt weiterhin für das Maß der Geschwindigkeitssteigerung

$$v - v_0 = \frac{z\,g}{c} \tag{3}$$

oder

$$v = \frac{z\,g}{c} + v_0. \tag{4}$$

Auch hierbei zeigt sich wieder, daß bei großem z die neue Abflußgeschwindigkeit v größer wird als bei kleinerem Werte z, so daß dort, wo weite Ausuferungsflächen fehlen, also in Gebirgs- und Hügellandtälern, die Strömung besonders stark wird und damit auch die dynamische Wucht $P = M\,v$, wenn M die in der Zeiteinheit beschleunigte Wassermasse $\frac{\gamma}{g}(Q+q) = \frac{\gamma}{g}\left(\frac{b+B}{2}\,z\,c + f\,v_0\right)$ bedeutet. Ferner ist $Q + q = \left(f + \frac{b+B}{2}\,z\right)v$, daher ist die zerstörungbringende Kraft des Hochwassers

$$P = \gamma\left(f + \frac{b+B}{2}\,z\right)\frac{v^2}{g}. \tag{5}$$

Hieraus geht besonders eindringlich hervor, wie schnell die Zerstörungskraft P anwächst, wenn z und damit auch v groß ausfällt, wie es in engen Tälern der Fall ist. Anderseits erkennen wir aus Gleichung 4 und 5, daß diese Wirkung schnell abnimmt, wenn es durch geeignete Maßnahmen gelingt, z in zulässigen Grenzen zu halten; wenn z. B. z' nur halb so groß wie z erhalten werden kann, so folgt aus Gleichung 5, daß

$P' \approx \frac{1}{2}\left(\frac{1}{2}\right)^2 P = \frac{1}{8} P$ wird, da nach Gleichung 4 mit $z' = z/2$ auch $v' \approx v/2$ ist.

Demnach kann selbst ein kleines Speicherbecken mit einem einigermaßen ausreichenden Hochwasserschutzraume schon die ärgste Gefahr abwenden; auch hier heißt es: Zeit gewonnen, alles gewonnen! Der Durchgang der eigentlichen Zerstörungswelle dauert erfahrungsgemäß nicht sehr lange Zeit, meistens nur einige Stunden. Aus den örtlichen Verhältnissen eines von einem Hochwasser betroffenen Tales läßt sich nachträglich die höchste Abflußmenge zur Zeit der Hochwasserwelle errechnen, da sich der höchste Stand des Wassers durch vielfache Spuren an Mauern, Steinen und Baumstämmen feststellen läßt. Und da auch die Zeitdauer des Hochwasserdurchganges einigermaßen zuverlässig ermittelt werden kann, so ist die Einschätzung der gesamten zu Tal gegangenen Wassermassen schon ziemlich genau. Hiermit ist dann eine wertvolle Grundlage zur Berechnung der erforderlichen Größe eines Hochwasserschutzraumes in einem anzulegenden Stausee gegeben.

Es ist selbstverständlich, daß man bei der Schaffung derartiger kleiner Talsperren, die ausschließlich dem Hochwasserschutze dienen sollen, von der Forderung einer Wirtschaftlichkeit durch Anlage einer Wasserkraft absehen muß, denn diese ist bei den geringen normalen Abflußmengen nicht zu erfüllen. Daß trotzdem eine hohe Wirtschaftlichkeit durch Verhinderung oder Milderung von Hochwasserkatastrophen erreicht wird, ist bereits eingangs hervorgehoben worden; allerdings ist diese Wirtschaftlichkeit nicht handgreiflich, vielmehr gleichsam latent, aber trotzdem nach den betrübenden Erfahrungen der Hochwasserwirkungen im Erzgebirge nicht zu leugnen.

Beim Aufbau der zerstörten Ortschaften ist darauf zu achten, daß möglichst große Abflußbreiten B ohne Einengungen geschaffen werden; Hochwasserdurchlässe sind außer den eigentlichen Brückenöffnungen zu bauen. Die Brückenöffnungen müssen weit und hoch sein, damit Baumstämme sich dort nicht festhängen können. Bahndämme sind mit zahlreichen und großen Durchlässen zu versehen. Die im Gefahrengebiete stehenden Häuser sind gleichsam auf tiefgegründeten Pfeilerstelzen mit leichten Zwischenwänden zu errichten, wie es seinerzeit schon Prof. M. Möller vorgeschlagen hat. Im übrigen ist die Staumauer und der Hochwasserschutzraum als das wirksamste Mittel zur Bekämpfung der Hochwassergefahr in erster Linie zu fordern. Videant consules!

Alle Rechte vorbehalten.

Baustahl mit Kupferzusatz.

Von Baurat Dr.-Ing. **F. Bohny**, Sterkrade.

Über den Einfluß eines Zusatzes von Kupfer auf die Eigenschaften des Baustahles, namentlich in Hinsicht auf seine Witterungsbeständigkeit und Säurelöslichkeit, ist in letzter Zeit verschiedentlich in technischen und öffentlichen Zeitungen berichtet worden.[1]) Einen umfassenden Vortrag über diesen Gegenstand hielt Dr.-Ing. K. Daeves in Düsseldorf am 27. November v. J. anläßlich der Hauptversammlung des Vereins deutscher Eisenhüttenleute.[2]) Verschiedene wertvolle Versuchsergebnisse sind in amerikanischen technischen Zeitschriften zu finden, da in diesem großen Lande die Haltbarkeit von eisernen Bauwerken, auch Fahrzeugen, Hallenabdeckungen, Maschinen usw., angesichts der oft recht mangelhaften Unterhaltung eine wesentlich größere Rolle spielt als bei uns.

Wie groß sich alljährlich der Verlust an sachlichen Werten durch Verrosten von Eisen und Stahl bemißt, läßt sich natürlich nur roh schätzen, da Abnutzung und Bruch ebenfalls in erheblicher Weise an der Zerstörung der Gegenstände und Bauwerke aus diesen Baustoffen teilnehmen. In den Vereinigten Staaten wird heute der Jahresverlust durch Verrosten allein auf rd. 300 Mill. Dollar geschätzt, und man geht nicht allzu fehl, wenn man bei der Welterzeugung an Rohstahl — demnächst rd. 100 Mill. Tonnen im Jahr — mit einem Verlust durch Abrosten auf 3 bis 4 Milliarden R.-M. rechnet. Es ist also der Anstrengung wert, der Zerstörung der Bauwerke aus Eisen und Stahl durch den Einfluß der Atmosphärilien, Säuren usw. alle Aufmerksamkeit zu schenken. Ein Mittel dagegen scheint der Zusatz geringer Mengen von Kupfer zum Baustoff zu sein. Die Mengen dürfen nicht groß sein, da sonst die anderen Eigenschaften des Stahles leiden. Bei über 0,5 % Kupferzusatz zeigen sich bereits Spuren von Rotbruch, und bei 2 % Kupfergehalt ist unbedingte Rotbrüchigkeit vorhanden. Die Warmbildsamkeit des Eisens leidet bei 4 % Kupferzusatz und mehr.[3])

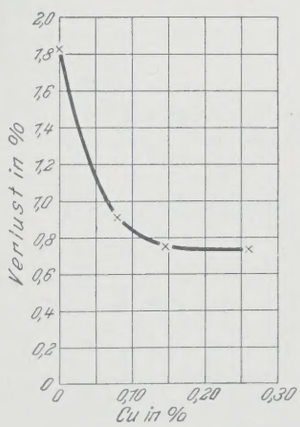


Abb. 1. Gewichtsverluste von Bessemerstahl nach F. H. Williams (1900).

Bleibt man bei Zuschlägen von 0 bis höchstens 0,5 % Kupferzusatz, so ist dazu zu sagen, daß auch innerhalb dieser Grenzen die Gewichtsverluste durch Abrosten veränderlich sind. Einheitlich ist von allen Forschern und Versuchsanstalten festgestellt worden, daß bei etwa 0,3 % Kupfergehalt das Mindestmaß an Gewichtsverlust unter Einfluß der Atmosphäre und das Mindestmaß an Säurelöslichkeit erreicht ist. Abb. 1 zeigt hiervon das allgemein typische Bild, während in Abb. 2 einige Kurven deutscher Versuche zusammengestellt sind.[4]) Die Ergebnisse sind bei den verschiedensten Eisensorten grundsätzlich gleich. Bei mehr als 0,3 % Kupferzusatz steigen die Kurven nur langsam an, um bei 1 % und mehr rasch zu Werten über diejenigen bei gar keinem Zusatz anzusteigen. Jedenfalls bewirken Zusätze bis zu 1 % Kupfer kein besseres Ergebnis. Es machen sich dann auch schon Einflüsse auf die Festigkeitseigenschaften des Stahles — die bis zu etwa 0,5 % Zusatz nicht bestehen — bemerkbar, die Warm- und Kaltbearbeitbarkeit wird beeinträchtigt usw. Die Verrostung wächst natürlich mit der Zeit. Umfangreiche Versuche hierüber sind zurzeit in den Vereinigten Staaten durch die American Society for Testing Materials im Gange. Eine große Zahl verschieden stark gekupferter Bleche ist seit 1916 dem Einfluß der Luft an verschiedenen Plätzen des Landes ausgesetzt, und alle halbe Jahre wird durch eine besondere Kommission der Grad der Verrostung genau festgestellt. Das bisherige Ergebnis ist, daß die Lebensdauer der ungekupferten Bleche sich zu der der gekupferten wie 10 : 15 verhält, d. h. in jedem Zustande der Verrostung besaßen die Bleche mit Kupferzusatz einen um 50 % geringeren Gewichtsverlust als die ohne Kupfer. Versuche, die 1914 bei der Bessemer und Lake Erie Eisenbahn mit 200 Güterwagen durchgeführt wurden, von denen je die Hälfte aus gekupfertem und ungekupfertem Stahl hergestellt waren, hatten ein ähnliches Ergebnis. Die Bahngesellschaft kann bei den Wagen aus gekupfertem Stahl 15 Jahre bis zur ersten Großausbesserung — Blechersatz, Nieteersatz usw. — warten, gegenüber nur 10 Jahren bei Wagen aus gewöhnlichem Baustahl. Die Penna R. R. hat festgestellt, daß ihr bei einer Beschaffung von 135 500 Güterwagen aus kupferhaltigem Stahl zwar eine Mehrausgabe von 18,5 Dollar je Wagen entsteht, daß ihr dafür aber eine Jahresersparnis von 12 Dollar je Wagen infolge langsameren Abrostens verbleibt.[5])

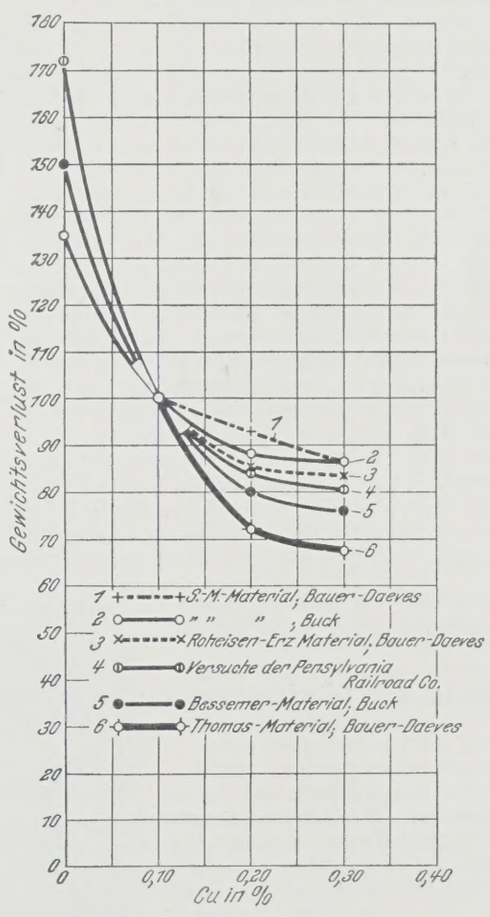


Abb. 2. Einfluß des Kupfergehaltes auf den Gewichtsverlust. Zusammenstellung der verschiedenen Versuchsergebnisse.

Nicht völlig geklärt ist die verschieden tiefe Einwirkung des Kupferzusatzes auf die Hauptstahlsorten, Thomasstahl und Siemens-Martinstahl. Während nach Abb. 2 der Kupferzusatz den Thomasstahl besonders gegen Gewichtsverlust schützt, stehen mir neue eigene Versuche zur Verfügung, nach denen die Widerstandsfähigkeit von gekupfertem Siemens-Martinstahl gegen schwache Säuren — 1 %ige Schwefel- oder Salzsäure — wesentlich größer ist als die von Thomasstahl. Es ist möglich, daß die Art der

[1]) Vergl. u. a. „Die Bautechnik" 1926, Heft 16, S. 235; Heft 47, S. 702.
[2]) „Stahl und Eisen" 1926, Nr. 52, S. 1857 bis 1863.
[3]) Dr. Herweg, „Stahl und Eisen" 1927, Nr. 12, S. 491 bis 493.
[4]) Abb. 1 u. 2 aus „Stahl und Eisen" entnommen.
[5]) Siehe hierzu die kurze Notiz von N. B. „Die Bautechnik" 1926, Heft 16, S. 235 sowie „Mechanical Engineering" 1925, Nr. 11, S. 875 bis 880.

Versuche, das gewöhnliche Abrosten oder das Abbeizen usw. von Einfluß ist.

Durch einen geringen Zusatz von Kupfer wird also nicht nur der Beginn des Verrostens hinausgeschoben, sondern auch die Zerstörung durch Rost wesentlich verzögert. Damit ist für Bauwerke, die für lange Dauer errichtet sind, natürlich nicht allzu viel geholfen. Nach wie vor wird das Hauptziel sein müssen, die Bauwerke dauernd vor Rostansatz zu schützen, d. h. man darf es eben garnicht zum Rostansetzen kommen lassen. Das erzielt man zurzeit bei Brücken und Hochbauten aus Eisen und Stahl durch eine gute und gründliche Reinigung in der Werkstatt, durch gute Grund- und Deckanstriche und durch eine dauernde Überwachung der fertigen Bauwerke. Lehrreich waren in dieser Hinsicht die Beobachtungen, die bei den zum Abbruch gebrachten Eisenbauten der Reichsbahn gemacht werden konnten. Die 1909 abgebaute alte Gitterbrücke über den Rhein bei Köln z. B. erwies sich in der Konstruktion und im Anstrich noch tadellos erhalten. Der in mehrfacher Lage aufgebrachte Grundanstrich aus Bleimennige aus den Jahren 1858 und 1859 saß noch dicht und satt auf allen Eisenteilen, desgleichen waren die Deckanstriche aufs beste erhalten, rostige Stellen waren an den Hauptteilen nirgends vorhanden. Demgegenüber hatte sich die Konstruktion der 1914 abgebauten Bahnhofshalle vom Bahnhof Friedrichstraße in Berlin, wie jetzt bekannt wird, weniger gut gehalten.[6]) Die 1881 erbaute und vielfach bewunderte schöne Halle bestand aus 16 Doppelbindern von 33,93 bis 37,11 m Spannweite, die sparsam und leicht durchgebildet als Dreigelenkbogen in Parabelform die Gleise überspannten. Das Scheitelgelenk lag rd. 20 m über S.-O., der Baustoff war Schweißeisen mittlerer Güte. Die Eindeckung bestand aus Wellblech, im First war ein längslaufendes Oberlicht eingebaut. Der Anstrich des fein gegliederten Fachwerkes ist in den 33 Jahren seines Bestehens nur zweimal erneuert worden, 1895 und 1905, so daß also Zwischenräume von 14, 10 und 9 Jahren bis zum Abbruch vorhanden waren, in denen die Rauchgase von innen und die Witterung von außen ihre zerstörenden Einflüsse geltend machen konnten. Das ist auch gründlich geschehen. Die Abstände der Anstriche waren eben entschieden zu lang und die Aufsicht anscheinend nicht sorgfältig genug. Der Rostangriff nahm, wie zu erwarten war, von unten nach oben zu. Die Abrostung an den Bindergurten, die aus ⌞ 110 · 110 · 12 bis 90 · 90 · 10 bestanden, betrug bis zu 26 % des ursprünglichen Querschnittes. Bei den leichten und zierlichen Gitterpfetten aus ⌞ 70 · 70 · 10 stieg die Abrostung sogar bis zu 46 %. Dabei war je nach der Lage der Stäbe im Bauwerk der Rostangriff an den Flanschen der Winkeleisen gleichmäßig oder auch nur einseitig. Das zum seitlichen Abschluß des Oberlichtes dienende ⌞ 60 · 60 · 8 endlich hatte stellenweise nur noch einen Querschnitt von 27,6 % der ursprünglichen Fläche. Undichtigkeiten der Dachhaut an dieser Stelle, starke und langandauernde Ansammlungen der Rauchgase usw. hatten das alles hervorgebracht. Hier hätte zweifellos kupferhaltiges Eisen besser widerstanden. Aber auch die Zerlegung der Konstruktion in kleinstes Stab- und Gitterwerk, wie es früher so sehr beliebt wurde, hilft zu rascherem Rostansatz mit. Je mehr Knoten, Anschlüsse und Stöße ein Eisenbauwerk hat, umsomehr Angriffspunkte sind für den Rost vorhanden. Das heutige Bestreben der Reichsbahnverwaltung, überall möglichst nur vollwandige Binder, geschlossene Stäbe und zusammengedrängte Stöße zu verwenden, ist daher nur lobend anzuerkennen. Eine Zergliederung der Konstruktion, wie sie z. B. bei den großen Leipziger Bahnhofshallen bis ins Übermaß getrieben worden ist, dürfte heute ein überwundener Standpunkt sein.

Nach Daeves sind in den Vereinigten Staaten im Jahre 1925 schon über 1 Million Tonnen gekupferter Stahl erzeugt worden. Es wäre also an der Zeit, daß man auch in Deutschland zur weitgehenderen Verwendung solchen Stahles schritte. Daeves hält jede Verwendung von Stahl mit unter 0,2 % Kupfergehalt an Stellen, wo er den Witterungsangriffen oder Rauchgasen ausgesetzt ist, für eine volkswirtschaftliche Verschwendung. Es ist daher letzten Endes die Frage zu stellen, was gewonnen wird, wenn man auch bei uns zur allgemeinen Verwendung gekupferten Stahles überginge.

Da, wie oben gezeigt, Anstriche nach wie vor nicht entbehrt werden können, kämen m. E. etwa folgende Ersparnisse in Frage:

Bei der Herstellung vielleicht das Reinigen in der Werkstatt,
desgl. das sogenannte Vorölen in der Werkstatt, indem der Grundanstrich unmittelbar auf das trockene Eisen aufgebracht wird,
schließlich im späteren Betriebe des fertigen Bauwerkes eine Erneuerung der Deckanstriche in größeren Zeitspannen als bisher üblich.

Zurzeit kostet bei einer schweren Brücke:

das Reinigen	an Löhnen allein	etwa	0,50 R.-M./t
das Vorölen		„	1,10 „
der Grundanstrich in Bleimennige . .		„	2,90 „
		Se.	4,50 R.-M./t
hierzu die Stoffe Öl, Farbe usw.			4,20 „
		Se.	8,70 R.-M./t.

Es könnten somit in der Werkstatt gespart werden

0,50 + 1,10 + Öl (0,50 R.-M./t) = 2,10 R.-M./t..

Ein zweimaliger guter Deckanstrich in Leinölfarbe kostet heute 6 bis 8 R.-M./t. Er muß in den Industriegegenden etwa alle 5 bis 6 Jahre erneuert werden.

Das Ergebnis wäre also:

Einmalige Ersparnis in der Werkstatt bei Verwendung von Cu-Stahl, ...	2,10 R.-M./t
dauernde Ersparnis beim fertigen Bauwerk, wenn der Deckanstrich statt alle 5 Jahre nur alle 10 Jahre erneuert wird: 0,6 bis 0,8 R.-M./t = rd. 10 bis 13 R.-M./t Kapitalaufwand bei 6 % Zinsen	10 bis 13 R.-M./t
Gesamtergebnis somit	12 bis 15 R.-M./t.

Je nach den Werkstattbedingungen und den Annahmen ändern sich natürlich diese Zahlen, über 20 R.-M./t Ersparnis wird man aber bei uns kaum kommen. Demgegenüber stehen der Mehrpreis des gekupferten Stahles durch den Zusatz an Kupfer und die Erschwernisse — sorgfältigere Überwachung, gesonderte Lagerung, eingehendere Prüfung usw. —, die alle legierten Stähle bei ihrer Herstellung erfordern. Rechnet man diesen Aufpreis bei 0,25 bis 0,30 % Kupferzusatz zu 12 bis 15 R.-M./t, so würde also noch ein kleines Plus zugunsten der Verwendung des neuen Stahles verbleiben.

Es wäre zu begrüßen, wenn auch von anderer Seite zu dieser Frage Stellung genommen würde. Sie ist aller Erwägung bei unseren vielen Bauten in Eisen und Stahl wert.

[6]) J. Kuhnke, „Das Alteisen von zwei abgebauten Bauwerken der Berliner Stadtbahn". Zentralbl. d. Bauverw. 1927, Nr. 14, S. 160/164.

Das Hauptgebäude der Werftanlage der A.-G. für Dornierflugzeuge in Altenrhein bei Rorschach.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **Maier-Leibnitz**, Stuttgart.

(Schluß aus Heft 33.)

c) Die beiden je 60 m breiten Werkstatthallen, die sich östlich an die Bauhalle anschließen, haben äußerlich dieselbe Form und sind zwei typische industrielle Eingeschoßbauten nach der neuerdings vielfach üblichen Bauart mit flachen (1 : 15 geneigten) Satteldächern und mit in den Raupenoberlichtern liegenden Bindern. Zur Erzielung der Quersteifigkeit sind die Stützen der Reihe *K*, der Trennungslinie der beiden Hallen, in der Richtung West-Ost eingespannt und zweistielig ausgeführt (Abb. 1b). Die anderen Stützen (*G—J* und *L—O*) sind als Pendelstützen aufzufassen. Zur Vermeidung von Wärmespannungen sind die Binder in der Stützenreihe *E* (der Trennungslinie zwischen den Werkstatthallen und der Bauhalle) ebenfalls auf 1 m hohen Druckpendeln gelagert, die, wie Abb. 12 zeigt, zwischen die ∪-Eisen der Stützen *F* eingeschaltet sind. Da die Stützen der Reihen *B* und *K* als unverschieblich anzusehen sind, ergibt sich bei ± 30° gegenüber der Aufstellungstemperatur ein Ausschlag des oberen Pendelgelenkes von ± 3,4 cm aus der Achse der Stützen *F*. Die Binder sind Fachwerkgerberträger von 2,20 m Systemhöhe. Für die Ausbildung der Gelenke gilt das oben bei den Bauhallen Gesagte.

Der Winddruck auf die Oberlichter und auf die nördlichen und südlichen Giebelwände geht teilweise durch die Pfetten auf 30 m weit gespannte parabelförmige Windträger, die unter den Dachflächen liegen, und von dort in die Zweigelenkrahmen *F6—F7*; *H6—H7*; *K6—K7*; *M6—M7* sowie in die Längswand der Reihe *O*. Die Windträger und die Windportale westlich der Reihe *K* sind aus Abb. 13 zu ersehen.

Das vorstehend beschriebene Eisenbauwerk im Gesamtgewichte von 800 t wurde von der A.-G. für Dornier-Flugzeuge in Altenrhein bei Rorschach der Firma B. Seibert G. m. b. H., Saarbrücken zur Ausführung übertragen, und zwar nach einem regen Wettbewerb eines großen Teiles der deutschen und aller schweizerischen Eisenbaufirmen. Das Bauwerk muß infolge der klaren Gesamtanordnung und seiner guten Einzelausbildung als ein Musterbeispiel eines industriellen Einzelbaues bezeichnet werden, das der Erbauerin der durch die Erstellung bedeutender Eisenbauten rühmlichst bekannten Firma Seibert alle Ehre macht.

B) Die Oberlichter und die Rinnen.

Will man bei einem industriellen Gebäude im Laufe der Jahre keine unangenehmen Überraschungen durch große Kosten, die von Unterhaltungsarbeiten herrühren und dadurch bedingte Betriebsstörungen erfahren, so empfiehlt es sich, bei der Wahl der Dachhaut und ihrer Ausbildung so sorgfältig als möglich vorzugehen. Namentlich bei Oberlichtern und

Wasserableitungsvorrichtungen wurden in letzter Zeit bei vielen industriellen Bauten recht unangenehme Erfahrungen gemacht, die darauf zurückzuführen sind, daß beim Bau auf die Korrosionsgefahr der Metalle zu wenig geachtet wurde. Nur solche Anordnungen sind als zweckmäßig zu bezeichnen, bei denen für rostsicheren Schutz der den Witterungseinflüssen und dem Schwitzwasser ausgesetzten Eisenteile und dafür gesorgt ist, daß durch

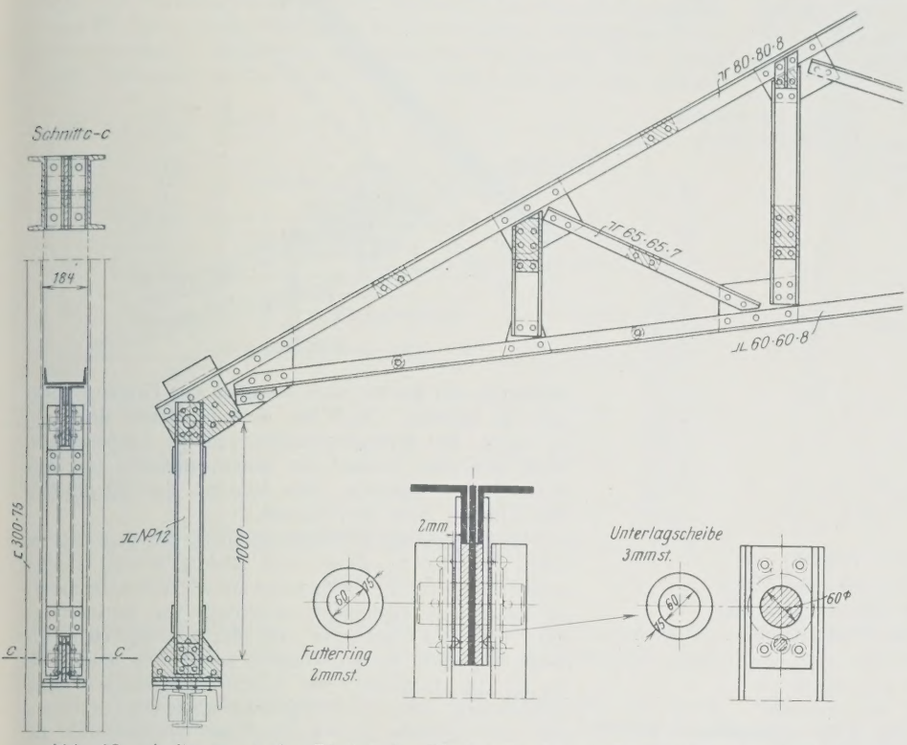


Abb. 12. Auflagerung der Binder der Werkstatthallen in den Stützen der Reihe *F*.

Berührung verschiedener Metalle, z. B. Blei und Eisen, Zink und Kupfer unter Hinzutritt angesäuerten Wassers keine metallzerstörenden chemischen Einflüsse entstehen. Kleine Mengen metallzerstörender Säuren sind überall, namentlich in der Nähe von industriellen Werken vorhanden. Für die raupenförmigen Oberlichter der vier Hallen wurden die altbewährten geschlossenen Rinnensprossen Bauart Wema von J. Eberspächer gewählt.

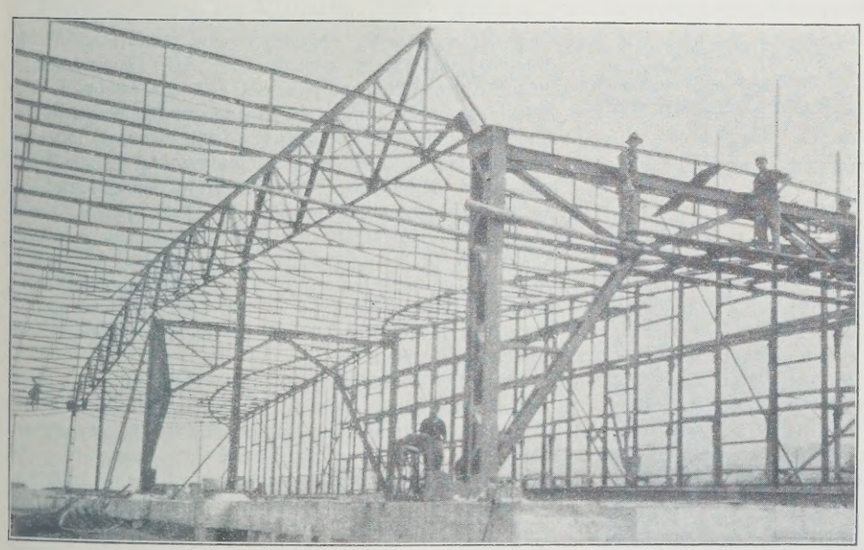


Abb. 13. Gerippe der Werkstatthallen von *K—O*, Reihe 6 und 7 mit parabelförmigen Windverbänden und Zweigelenkrahmen von *K*6—*K*7 und *M*6—*M*7.

Was den Rostschutz anbelangt, so begnügte man sich im vorliegenden Fall in Anbetracht des verhältnismäßig ruß- und staubfreien Betriebes in den Hallen mit einem bewährten Rostschutzfarbanstrich. Bei einem für später in Aussicht genommenen Gießereianbau wird aber ein wirkungsvollerer Rostschutz der Sprossen durch das neuerdings vervollkommnete Emaillieren oder galvanische Verbleien nicht zu umgehen sein. Die Glasauflage geschieht durch eine Triolinschnur, weil diese gegen Wärmeverluste gut isoliert und die erwähnten elektrolytischen Vorgänge zwischen Sprosse und Auflagerstreifen (vielfach Blei!) verhindert. Die Deckschienen wurden aus Drahtglas hergestellt, wobei gegenüber der vielfach üblichen Ausführung in verzinktem Eisenblech die Vorzüge der Rostsicherheit, homogener Durchbildung der äußeren Dachhaut und weniger Glasbruch infolge der elastischeren Überdeckung der Glastafeln anzuführen ist. Die Glasdeckschienen sind an jeder Befestigungsschraube gestoßen. Diese werden so befestigt, wie es die Abb. 14 zeigt, ohne daß ein Loch in der Sprosse vorgesehen werden muß. Zur besseren Isolierung ist unter die Glasdeckschienen noch ein Ruberoidstreifen gelegt.

Die First- und Traufausbildung der Oberlichter der Werkstatthallen und der Montagehalle ist in Abb. 14 u. 15 dargestellt. Die Betonzarge und der Binderobergurt werden mit einer Holzauflage versehen, um die Sprossen unabhängig von den Eisenkonstruktionen verlegen und um die Dachpappe an der Traufe an das Holz annageln zu können. Zu beachten sind die zeichnerisch dargestellten Einzelteile: Glashalter, Traufabschlußblech, Zargeneinfassung (je verzinktes Eisenblech), und Sprossenschuh, der das mit der Betonzarge eingelassene Holz umfaßt und an dem leicht Ungleichmäßigkeiten der Unterkonstruktion vor der Montierung des Oberlichtes ausgeglichen werden können. Der bei freitragenden Raupenoberlichtern übliche Firstwinkel ist hier unnötig, weil die Sprossen auf dem eisernen Unterbau aufgelagert werden können. Das winkelförmige Firstblech besteht wegen seiner späteren schwierigen Zugänglichkeit aus Kupfer. Unter dem Firstblech liegt ebenfalls ein Ruberoidstreifen.

Die Ausbildung der bei den großen Breitenabmessungen nicht vermeidbaren Zwischenrinne der Werkstatthalle ist in Abb. 16 dargestellt. Bei der Bemessung des Querschnitts und des Gefälles solcher Zwischenrinnen kann man mit Rücksicht auf den großen Schaden, den einbrechendes Regenwasser an den Betriebseinrichtungen und an den Waren verursachen kann, gar nicht weit genug gehen. Die für die Abmessungen städtischer Kanalnetze zugrunde gelegten Regenmengen genügen hier meist nicht. Auch bei solchen Rinnen kann eine mangelhafte Ausführung später sich sehr unangenehm bemerkbar machen. Im vorliegenden Fall ist eine Rinne aus verzinktem Eisenblech (1,5 mm st.) gewählt. Dieser Baustoff ist haltbarer als reines Zink und zeigt kleinere Wärmedehnungen. Die Blechstöße sind wasserdicht genietet, nicht gelötet, da an den Lötstellen wegen der dort vorhandenen Säurerückstände erfahrungsgemäß zuerst Korrosionserscheinungen auftreten. Die ganze Rinne muß den Temperaturschwankungen folgen können. Sie liegt lose auf ihrer Holzunterlage und kann sich in den Rinnenhaken in der Längsrichtung verschieben. Die Rinne ist ebenfalls von der Firma J. Eberspächer ausgeführt worden.

C. Die Gründung des beschriebenen Gebäudes

wurde durch die Firma Ed. Züblin & Cie., A.-G., Zürich, ausgeführt, wobei einschließlich für diejenige des anfangs erwähnten Heizhauses zusammen 12 000 m Eisenbetonpfähle Bauart „Züblin“ von 26 und 34 cm Durchm. des einbeschriebenen Kreises, Fünfeckprofile, gerammt wurden. Die Pfähle hatten eine Länge von 7 bis 12 m. Die Proberammungen und die Probebelastungen haben derart schlechte Untergrundverhältnisse gezeigt, daß auf Grund der Ergebnisse nur mit sehr geringen Pfahllasten gerechnet werden durfte. Die kleinen und kurzen Pfähle wurden i. M. mit 7 t, die großen und langen Pfähle i. M. mit 11 t belastet. Abb. 17 zeigt im Vordergrunde einige Pfeilerfundamente mit Pfählen der Werkstatthallen.

D. Heizungsanlage.

Bei einem Industrieeinzelbau soll unter den verschiedenen bautechnischen Ausführungsmöglichkeiten diejenige ausgewählt werden, bei der die Betriebsksoten im weiteren Sinn einen Kleinstwert darstellen. Dazu gehören die Heizungskosten, über die der Entwurfsverfasser industrieller Anlagen sich von vornherein klar sein muß. Im vorliegenden Falle war für die Wahl und Ausführung der Heizungsanlage, die von Gebrüder Sulzer hergestellt wurde, folgendes maßgebend.

Die beschriebenen vier Hallenbauten, die bei einer Grundfläche von rd. 14 200 m² einen Inhalt von rd. 130 000 m³ besitzen, haben verhältnismäßig stark wärmedurchlässige Wände mit außergewöhnlich großen Toröffnungen und in den Dächern zahlreiche Oberlichter (Abb. 1). Es war daher auf ein geringes Wärmespeicherungsvermögen und ein rasches

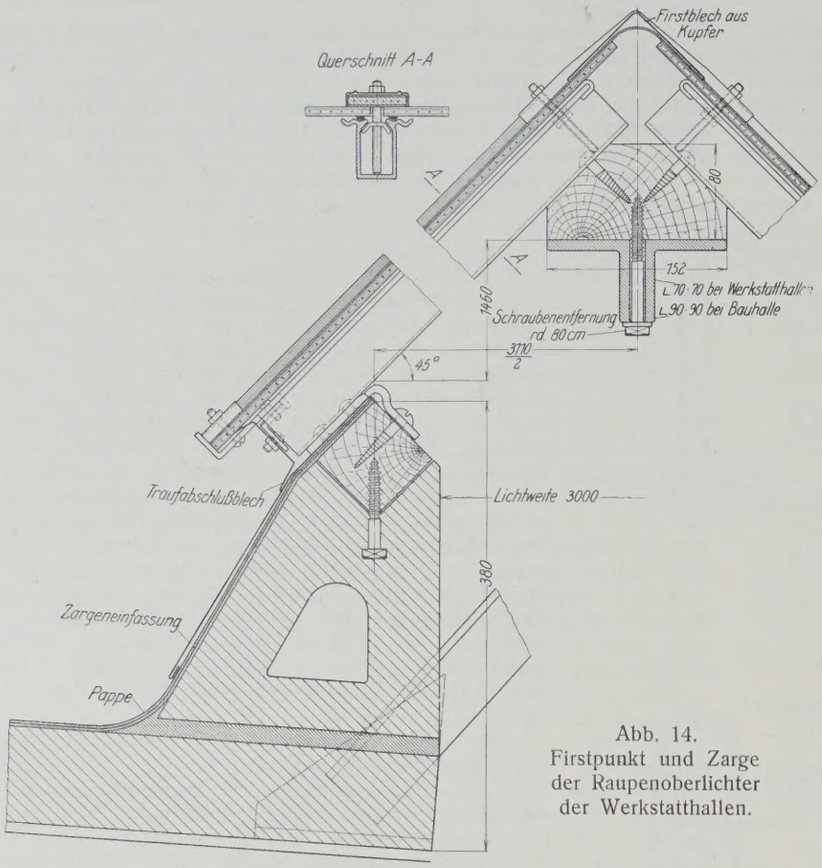


Abb. 14.
Firstpunkt und Zarge der Raupenoberlichter der Werkstatthallen.

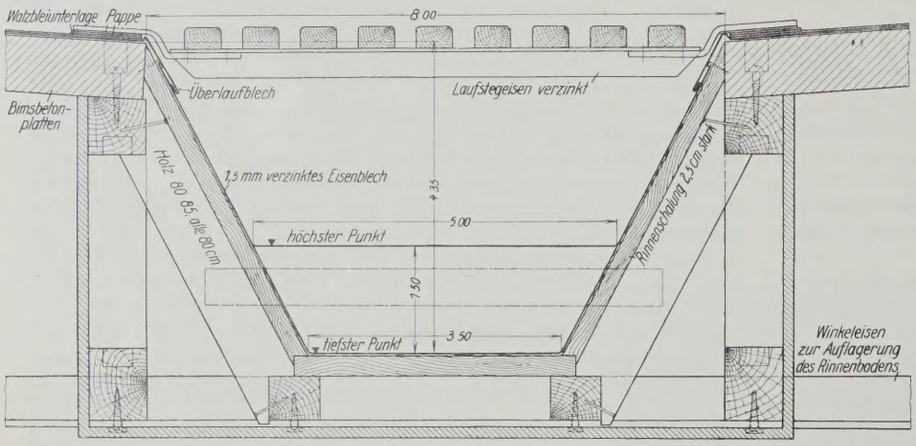


Abb. 16. Zwischenrinne der Werkstatthallen.

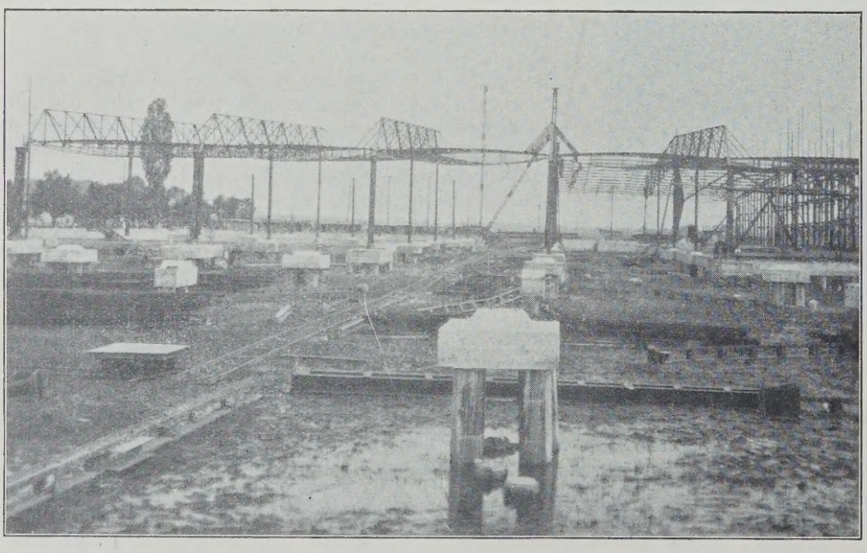


Abb. 17. Längsansicht des Gerippes der Werkstatthallen von *K* bis *O* mit Pfahlfundamenten im Vordergrunde.

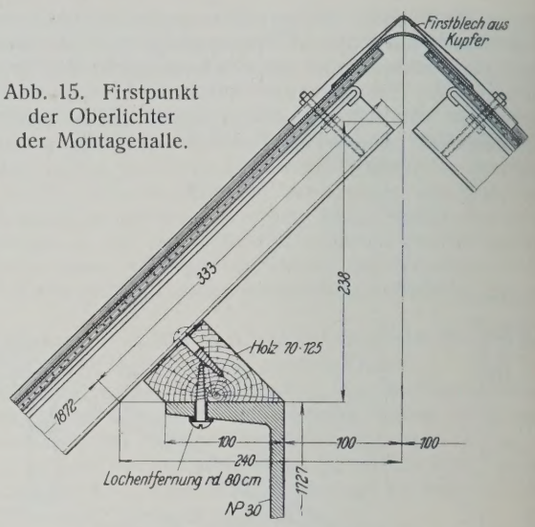


Abb. 15. Firstpunkt der Oberlichter der Montagehalle.

Auskühlen der Hallen nach Abstellen der Heizung Rücksicht zu nehmen. Auch war dem Umstande Rechnung zu tragen, daß Witterungsänderungen wie Sonnenschein, Wind usw. den Verlauf der Innentemperatur und das Heizbedürfnis tagsüber, also während des eigentlichen Heizbetriebes rasch beeinflussen.

Im Gegensatze zu Flugzeughallen, die dem eigentlichen Flugbetriebe dienen und ständig beheizt werden müssen, liegt für eine Flugzeugwerft ein Wärmebedürfnis nur während der eigentlichen Arbeitszeit vor. Im Interesse eines sparsamen Betriebes muß die Heizung nicht nur nachts abgestellt werden können, sondern sie muß auch die für das Hochheizen der Hallen erforderliche erhöhte Wärmemenge ohne übermäßige Beanspruchung aufbringen und sich tagsüber dem wechselnden Wärmebedarf anpassen können.

Die wirtschaftlichste Heizungsweise erfordert ein schnelles Hochheizen, damit während der Anheizzeit möglichst wenig Wärme verloren geht. Zudem muß die Heizung selbst eine geringe Trägheit haben, damit beim Abstellen nach Arbeitsschluß keine überflüssige und unwirtschaftliche Nachheizwirkung auftritt. Da außerhalb der Heizperiode kein Wärmebedarf vorliegt und die elektrische Energie zu günstigen Bedingungen von auswärts bezogen werden kann, wurde von der Erstellung eines Heizkraftwerks abgesehen und eine reine Hochdruck-Dampfheizung ausgeführt. Als Dampferzeuger dienen Sulzer-Retourröhrenkessel, die zur Aufnahme der Belastungsschwankungen einen genügenden Wasserinhalt, eine Innenfeuerung mit langen Rauchgaswegen und eine verhältnismäßig leichte Kesseleinmauerung haben. Die von Hand bedienbare Planrostfeuerung ist zunächst für Kohle eingerichtet worden, läßt sich aber auch für Koks, allenfalls für Holzabfälle verwenden. Drei solche Sulzer-Kessel von je 110 m² Heizfläche sind in dem etwa 30 m von der Haupthalle entfernten Kesselhaus aufgestellt; der Betriebsüberdruck beträgt 8 at. Der Platz für einen vierten Kessel ist für den Fall einer späteren Erweiterung der Anlage vorgesehen.

Da die Kaminhöhe mit Rücksicht auf den Flugbetrieb beschränkt werden mußte, wurde zur Unterstützung des natürlichen Zuges eine Saugzuganlage erstellt, mit Hilfe deren die Kessel sich rasch auf volle Leistung bringen lassen, was besonders beim Anheizen vorteilhaft ist. In die Saugzuganlage kann zur Ausnutzung der in den Rauchgasen enthaltenen Wärme nachträglich ein Abwärme-Warmwasserkessel eingebaut werden. Dieser ist für die Pumpenwasserheizung des später zu erstellenden Verwaltungsgebäudes in Aussicht genommen.

Die eigentliche Heizungsanlage arbeitet mit einem Dampfüberdruck von 2 at, so daß zwischen dem Heizdruck und dem höchsten Kesselüberdruck (8 at) ein Spielraum besteht, der alle vorkommenden Belastungsstöße aufnehmen und die Heizung einzelner kleinerer Gruppen außerhalb der eigentlichen Betriebszeit aus der Wärmereserve der Kessel bestreiten kann.

Das Diagramm 1 (Abb. 18) veranschaulicht die Stoßleistungen, die die erwähnten Kessel-Typen aus ihrem

Speicherungsvermögen ohne Forcierung der Feuerung abgeben können, und zwar auf die normale Dauerleistung der Feuerung bezogen.

Zur Speisung der Kessel dient eine durch eine Sulzer-Dampfturbine angetriebene Sulzer-Zentrifugalpumpe. Der Abdampf der Turbine wird zur Vorwärmung des Speisewassers benutzt. Um die Wärmeverluste zu vermindern, ist zur Ausnutzung der im Kondenswasserbehälter sich bildenden Schwadendämpfe ein Warmwasserapparat aufgestellt, der die großen Waschanlagen mit warmem Wasser versorgt. In einer in den Apparat eingebauten besonderen Heizschlange wird auch der überschüssige Abdampf der Turbo-Kesselspeisepumpe ausgenutzt, der nicht zur Vorwärmung des Speisewassers verwendet werden kann. Für die Betriebskontrolle sind vorläufig

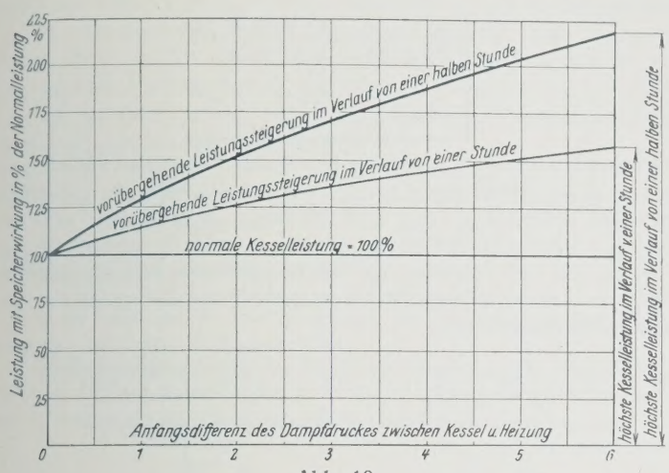


Abb. 18.

eine selbsttätige Kohlenwage und ein registrierender Speisewassermesser vorgesehen, die beim Vollausbau der Kesselanlage wahrscheinlich durch eine Rauchgas-Prüferanlage ergänzt werden.

Die Hauptwärmebedarfstellen werden vom Kesselhaus aus durch Gruppenleitungen bedient, so daß der Kesselwärter mit Hilfe der Fernthermometer die ganze Heizanlage zu überwachen in der Lage ist. Die Verbindungsleitungen zwischen der Zentrale und den zu beheizenden Gebäuden liegen in einem unterirdischen Betonkanal; die Dampfleitungen sind mit 50 mm starken Diatomit-Schalen, die Kondenswasserleitungen mit 30 mm dicken Kork-Schalen isoliert.

Für die Großraumheizung sind neben unmittelbar wirkenden Heizflächen Dampf-Luftheizapparate aufgestellt, die so bemessen und angeordnet sind, daß in den hohen Hallen eine sehr günstige Wärmeverteilung und ein hoher Raumwirkungsgrad der Heizung erreicht wird. In dem beschriebenen Hauptgebäude sind 19 solcher Heizapparate verteilt, mit einer Gesamtleistung von rd. 2 500 000 W.-E./Std. Durch Anordnung von unmittelbaren Heizflächen, besonders an den Außenwänden, wird die Luftheizung wirksam ergänzt; die Umluft-Apparate können nach dem Aufheizen der Räume und in den Übergangszeiten teilweise abgestellt werden. Die Dampfverteilleitungen haben dabei als unmittelbare Heizfläche verwendet werden können.

Das Diagramm 2 (Abb. 19) zeigt den Raumtemperaturverlauf einer

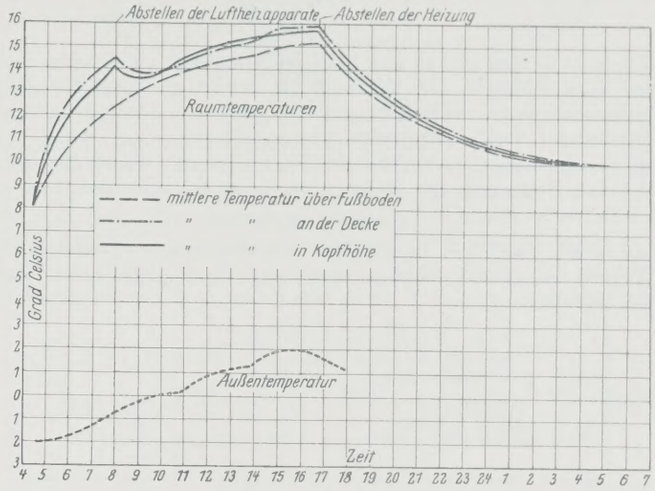


Abb. 19.

derartigen Großraum(Hallen)heizung; die Zeiten sind darin als Abszissen, die Temperaturen als Ordinaten aufgetragen. Die oberen Kurven gelten für die Innen-, die untere gilt für die Außentemperatur. Die Luftheizapparate waren von 4,30 bis 8 Uhr in Betrieb, nachher genügt die Wärmeabgabe der unmittelbaren Heizfläche. Das Steigen der Außentemperatur macht sich sofort an der Innentemperatur bemerkbar, umgekehrt auch das Abstellen der Heizung um 17 Uhr. Bemerkenswert ist der geringe Unterschied zwischen der Boden- und der Deckentemperatur, die im Durchschnitt unter 1° bleibt.

Als wichtig sei noch erwähnt, daß im vorliegenden Falle die gesamte, von den unmittelbaren Heizflächen und den Luftheizapparaten abgegebene Wärmemenge 3 500 000 W.-E./Std. beträgt und daß rd. 2400 lfd. m Rohrleitungen für die Heizung verlegt worden sind.

Berechnung gewölbter Talbrücken auf hohen, elastischen Pfeilern bei räumlichem Kraftangriff mittels des Formänderungsverfahrens.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ing. **Robert Schwarz,** Konstrukteur der Deutschen Technischen Hochschule in Brünn.

(Fortsetzung aus Heft 32.)

b) Teilsystem 2 (I—B).

Mit den Tabellen Ia, Ib u. III sind die Größen $[k']_1$ $[k'']_1$ für die Knotenpunktgleichung III nach Gl. 29 wie folgt gegeben. Bewegt sich der linke Kämpfer von Punkt III mit $\Delta\varphi_x^{III} = 1$ und wird zunächst der benachbarte Knotenpunkt II festgehalten, so werden zum Hervorbringen der genannten Bewegung die in Tabelle Ia (1. Zeile untere Zeichen) gegebenen Werte k'_{xx}, k'_{yx}, k'_{zx} erforderlich. Wird Knoten II freigemacht und Kämpfer III in der verschobenen Stellung festgehalten, dann bewegt sich II mit den in Tabelle III (Zeile 1) angegebenen Verschiebungen $+\Delta\xi_{III\,x}$, $+\Delta\eta_{III\,x}$, $-\Delta\zeta_{III\,x}$. Soll bei diesen Bewegungen von II Punkt III unbeweglich verbleiben, so müssen im Punkte III die Größen h_{xx}, h_{yx}, h_{zx} zur Wirkung gelangen. Für die Bewegungseinheiten von II sind die erforderlichen Festhaltungskräfte m_x', m_y', m_z' mit Tabelle Ib (untere Zeichen) gegeben. Für die obengenannten auftretenden Bewegungen $\Delta\xi$ .... von Punkt II ergeben sich die Festhaltungsgrößen h_{xx}, h_{yx}, h_{zx} durch Multiplikation von Zeile 1, Tabelle Ib mal $\Delta\xi_{III\,x}$, Zeile 2 mal $\Delta\eta_{III\,x}$, Zeile 3 mal $\Delta\zeta_{III\,x}$ und Summierung der einzelnen Spalten der multiplizierten Tabelle Ib. Die Zusammenlegung mit den Werten k' der Tabelle Ia liefert die gesuchten Kräfte $[k']_1$ des linken Kämpfers III bei freibeweglichem Nachbarknoten II. In gleicher Weise wird auch $[k'']_1$ für die Bewegungseinheit des rechten Kämpfers III berechnet. Die nebenstehende Gl. 29 drückt den oben geschilderten Rechnungvorgang aus.

Die eben bestimmten Wirkungen $[k']_1$, $[k'']_1$ ergeben mit den Pfeilerwerten p_{III} nach Gl. 27 die gesuchten Festwerte der Verbindungsgleichungen III, die wegen Symmetrie des Teilsystems in der einfachen

$$
(29)\quad
\begin{cases}
\left[k'_{x(x,y,z)}\right]_1 = k'_{x(x,y,z)} + m_{xx}\,\Delta\xi_{III\,(x,y,z)} + m_{xy}\,\Delta\eta_{III\,(x,y,z)} \\
\qquad\qquad + m_{xz}\,\Delta\zeta_{III\,(x,y,z)} = k'_{x(x,y,z)} + h_{x(x,y,z)} \\
\left[k'_{y(x,y,z)}\right]_1 = k'_{y(x,y,z)} + m_{yx}\,\Delta\xi_{III\,(x,y,z)} + m_{yy}\,\Delta\eta_{III\,(x,y,z)} \\
\qquad\qquad + m_{yz}\,\Delta\zeta_{III\,(x,y,z)} = k'_{y(x,y,z)} + h_{y(x,y,z)} \\
\left[k'_{z(x,y,z)}\right]_1 = k'_{z(x,y,z)} + m_{zx}\,\Delta\xi_{III\,(x,y,z)} + m_{zy}\,\Delta\eta_{III\,(x,y,z)} \\
\qquad\qquad + m_{zz}\,\Delta\zeta_{III\,(x,y,z)} = k'_{z(x,y,z)} + h_{z(x,y,z)}\,.
\end{cases}
$$

Form 4b erscheinen. Die Lösungen dieser Gleichungen für die Festhaltungsgrößen 1 in Knoten III werden in einer Tabelle $[III]_2$ a) zusammengestellt. Jeder Bewegungseinheit von III entsprechen die in Tabelle III angegebenen Verschiebungen der Nachbarknoten II und IV. Demnach errechnen sich die zu den auftretenden Verschiebungen des Punktes III gehörigen Bewegungen von II und IV durch entsprechendes Multiplizieren der Tabelle III mit den Bewegungen von III und Summieren der einzelnen Spalten, wie die folgende Gl. 30 anzeigt.

$$
(30)\quad
\begin{cases}
\Delta\varphi^{II,\,IV}_{x(x,y,z)} = \Delta\xi_{III\,x}\,\Delta\varphi^{III}_{x(x,y,z)} + \Delta\xi_{III\,y}\,\Delta\varphi^{III}_{y(x,y,z)} \\
\qquad\qquad + \Delta\xi_{III\,z}\,\Delta z^{III}_{z(x,y,z)} \\
\Delta\varphi^{II,\,IV}_{y(x,y,z)} = \Delta\eta_{III\,x}\,\Delta\varphi^{III}_{x(x,y,z)} + \Delta\eta_{III\,y}\,\Delta\varphi^{III}_{y(x,y,z)} \\
\qquad\qquad + \Delta\eta_{III\,z}\,\Delta z^{III}_{z(x,y,z)} \\
\Delta z^{II,\,IV}_{z(x,y,z)} = \Delta\zeta_{III\,x}\,\Delta\varphi^{III}_{x(x,y,z)} + \Delta\zeta_{III\,y}\,\Delta\varphi^{III}_{y(x,y,z)} \\
\qquad\qquad + \Delta\zeta_{III\,z}\,\Delta z^{III}_{z(x,y,z)}\,.
\end{cases}
$$

Mit diesen Werten wird Tabelle $[III]_2$ b) ergänzt.

$[II]_2$ a) b)

Festhaltung	Knoten III			Knoten II obere Zeichen Knoten IV untere Zeichen		
	III $\Delta\varphi_{x(x,y,z)}$	III $\Delta\varphi_{y(x,y,z)}$	III $\Delta z_{z(x,y,z)}$	II, IV $\Delta\varphi_{x(x,y,z)}$	II, IV $\Delta\varphi_{y(x,y,z)}$	II, IV $\Delta z_{z(x,y,z)}$
$\mathfrak{M}_x = 1$	$-\Delta\varphi_{xx}$	0	$+\Delta z_{zx}$	$\overset{-}{-}\Delta\varphi_{xx}$	$\overset{-}{+}\Delta\varphi_{yx}$	$\overset{+}{+}\Delta z_{zx}$
$\mathfrak{M}_y = 1$	0	$-\Delta\varphi_{yy}$	0	$\overset{+}{-}\Delta\varphi_{xy}$	$\overset{+}{+}\Delta\varphi_{yy}$	$\overset{-}{+}\Delta z_{zy}$
$\mathfrak{Z}_z = 1$	$+\Delta\varphi_{xz}$	0	$-\Delta z_{zz}$	$\overset{+}{+}\Delta\varphi_{xz}$	$\overset{+}{-}\Delta\varphi_{yz}$	$\overset{-}{-}\Delta z_{zz}$

c) System 3 (A—B).

Zunächst werden die zu den Bewegungseinheiten von Knoten I gehörigen Verschiebungen der Knoten II, III und IV wie folgt berechnet. Vorübergehend wird Knoten III eingespannt gedacht und werden die hierzu notwendigen Festhaltungsgrößen $[m_{x(x,y,z)}]_1$, $[m_{y(x,y,z)}]_1$, $[m_{z(x,y,z)}]_1$ für die Verschiebungseinheiten des Punktes I ermittelt. Wegen Gleichheit der Systeme I—III und III—B gibt Tabelle III (untere Zeichen) die zu $\Delta\varphi_x^I = 1$, $\Delta\varphi_y^I = 1$, $\Delta z_z^I = 1$ gehörigen Bewegungen $\Delta\xi_{I(x,y,z)}$, $\Delta\eta_{I(x,y,z)}$, $\Delta\zeta_{I(x,y,z)}$ des Punktes II in System 1 an. Mit diesen Verschiebungen und Tabelle I b) (untere Zeichen) sind obige Einspannungswerte nach Gl. 29a festzulegen.

$$(29a)\quad \begin{cases} [m_{x(x,y,z)}]_1 = m_{xx}\Delta\xi_{I(x,y,z)} + m_{xy}\Delta\eta_{I(x,y,z)} + m_{xz}\Delta\zeta_{I(x,y,z)} \\ [m_{y(x,y,z)}]_1 = m_{yx}\Delta\xi_{I(x,y,z)} + m_{yy}\Delta\eta_{I(x,y,z)} + m_{yz}\Delta\zeta_{I(x,y,z)} \\ [m_{z(x,y,z)}]_1 = m_{zx}\Delta\xi_{I(x,y,z)} + m_{zy}\Delta\eta_{I(x,y,z)} + m_{zz}\Delta\zeta_{I(x,y,z)}. \end{cases}$$

Wird nun Knoten III freigemacht, so wirken die oben bestimmten Einspannungsgrößen in entgegengesetztem Sinne auf System 2 ein und verursachen Bewegungen der freien Punkte II, III und IV, die sinngemäß mit Tabelle $[II]_2$ ermittelt werden können. Gl. 28a gibt die endgültigen Verschiebungen durch Zusammenlegung der beiden Bewegungsabschnitte von System 1 und 2 an.

$$(28a)\quad \begin{cases} [\Delta\xi_{I(x,y,z)}]_2 = \Delta\xi_{I(x,y,z)} + \Delta\varphi_{xx}[m_{x(x,y,z)}]_1 + \Delta\varphi_{xy}[m_{y(x,y,z)}]_1 + \Delta\varphi_{xz}[m_{z(x,y,z)}]_1 \\ [\Delta\eta_{I(x,y,z)}]_2 = \Delta\eta_{I(x,y,z)} + \Delta\varphi_{yx}[m_{x(x,y,z)}]_1 + \Delta\varphi_{yy}[m_{y(x,y,z)}]_1 + \Delta\varphi_{yz}[m_{z(x,y,z)}]_1 \\ [\Delta\zeta_{I(x,y,z)}]_2 = \Delta\zeta_{I(x,y,z)} + \Delta z_{zx}[m_{x(x,y,z)}]_1 + \Delta z_{zy}[m_{y(x,y,z)}]_1 + \Delta z_{zz}[m_{z(x,y,z)}]_1. \end{cases}$$

Bei Knotenpunkt III u. IV sind die Werte $\Delta\xi_I$, $\Delta\eta_I$, $\Delta\zeta_I$ Null zu setzen, da die Festhaltung von III die Bewegungsfortpflanzung unterbindet. In einer Tabelle $[III]_2$ werden die zu $\Delta\varphi_x^I = 1$, $\Delta\varphi_y^I = 1$, $\Delta z_z^I = 1$ zugeordneten Verschiebungen der Knoten II, III und IV angeschrieben.

Festwerte der Knotenpunktgleichung I. Die den Bewegungseinheiten von I entsprechenden Wirkungen $[k'']_2$ auf den rechten Kämpfer I bei freiem Punkte II sind mit Gl. 29 bestimmt. Die Größen $\Delta\xi_{I(x,y,z)}$, $\Delta\eta_{I(x,y,z)}$, $\Delta z_{I(x,y,z)}$ für den Nachbarknoten II sind hierbei der Tabelle $[III]_2$, die übrigen Werte sinngemäß aus den Tabellen Ia und Ib zu entnehmen. Mit $[k'']_2$ für System 2 und k' für das linke beiderseits eingespannte Teilsystem (A—I) sowie den Pfeilerwerten p_1 sind die Festwerte der Gleichungen für Punkt I in der Form 4a gegeben.

Die einzelnen zu untersuchenden Belastungsfälle werden nun nach den eben aufgestellten Gleichungen für die Knoten II, IV, III und I in folgender Weise berechnet. Man ermittelt zunächst für den vorliegenden Belastungsfall die Festhaltungswerte aller Knoten I bis IV des Grundsystems (alle Knotenpunkte unbeweglich) und findet mit den Gl. II und IV oder mit Tabelle II die Bewegungen der freien Punkte II, IV des Systems 1. Nun folgt die Ermittlung der Einspannung des festen Knotens III bei freien Nachbarknoten II, IV, und damit sind die Verschiebungen der Knoten II, III und IV des Systems 2 nach Tabelle $[II]_2$ oder zum Teil aus den Gl. III zu berechnen. Sodann werden nach Festlegung der Einspannungswerte des letzten festgehaltenen Punktes I die Verschiebungen der Knoten I bis IV durch Lösen der Knotenpunktgleichung I und Tabelle $[III]_2$ ermittelt. Die Zusammenlegung der drei eben geschilderten Bewegungszustände ergibt die endgültigen Knotenpunktverschiebungen der Bogenreihe unter der gegebenen Belastung.

IV. Die Einspannungswerte $\mathfrak{M}_x$, $\mathfrak{M}_y$, $\mathfrak{Z}_z$ des Grundsystems für gegebene Belastungen.

1. Pfeiler.

Die Einspannung des Pfeilerkopfes erfordert, sobald nur Biegungsmomente und Querkräfte in Betracht gezogen werden, die Größen $\mathfrak{M}_{xp}$, $\mathfrak{Z}_{zp}$, die sich für beliebige Belastung mit folgenden Gleichungen errechnen lassen.

$$(31)\quad \begin{cases} \mathfrak{M}_{xp} = -\dfrac{\Delta^o_{xp}\,b + \Delta^o_{zp}\,a}{b\,c - a^2} \\ \mathfrak{Z}_{zp} = -\dfrac{\Delta^o_{zp}\,c - \Delta^o_{xp}\,b}{b\,c - a^2} \end{cases}$$

Hierbei bedeuten Δ^o_{xp}, Δ^o_{zp} die Bewegungen des freien Pfeilerkopfes durch die gegebene Belastung a, b, c, die mit den Gl. 9, 9a gegebenen Werte. Die Größen $\mathfrak{M}_{xp}$, $\mathfrak{Z}_{zp}$ sind Wirkungen vom Knoten auf den Pfeiler, mit dem positiven Richtungssinn nach Abb. 1. Werden die auf den freien, am Fuß eingespannten Pfeiler wirkenden Biegungsmomente mit $\mathfrak{M}^o_{xp}$ bezeichnet, so folgen bei Vernachlässigung der Querkräfte die Pfeilerkopfbewegungen mit:

$$(32)\quad \Delta^o_{xp} = \int_o^H \mathfrak{M}^o_{xp}\,\frac{dy}{EJ_p}; \qquad \Delta^o_{zp} = -\int_o^H \mathfrak{M}^o_{xp}\cdot\frac{y}{EJ_p}\cdot dy$$

bei konstanter Teilung

$$(32a)\quad \Delta^o_{xp} = \frac{\mu_p}{E}\cdot\sum_o^m \mathfrak{M}^o_{xp}; \qquad \Delta^o_{zp} = -\frac{\mu_p}{E}\cdot\sum_o^m \mathfrak{M}^o_{xp}\,y.$$

Besteht im Pfeiler in der Richtung senkrecht zur Brückenlängsachse zwischen vorderer und rückwärtiger Pfeileroberfläche ein Temperaturunterschied $\Delta t = t_v - t_r > 0$, so entsteht, falls Δt längs des ganzen Pfeilers den gleichen Wert beibehält und eine lineare Temperaturverteilung im Innern angenommen wird,

$$(33)\quad \Delta^o_{xp} = \omega\,\Delta t\int_o^H \frac{dy}{h}; \qquad \Delta^o_{zp} = -\omega\,\Delta t\int_o^H \frac{y}{h}\,dy$$

oder

$$(33a)\quad \Delta^o_{xp} = \omega\,\Delta t\sum_o^m \cdot\frac{\Delta y}{h}; \qquad \Delta^o_{zp} = -\omega\,\Delta t\,\Sigma\,\frac{y}{h}\,\Delta y.$$

Hierbei bedeutet ω die Wärmedehnungszahl, h die Pfeilerabmessung senkrecht zur Tragwand der Bogenreihe.

2. Einspannungswerte $\mathfrak{M}_{xb}$, $\mathfrak{M}_{yb}$, $\mathfrak{Z}_{zb}$ der Bogenöffnungen für verschiedene Belastungen.

Für beliebigen Lastangriff senkrecht zur Tragwand folgen obige Größen mit:

$$(34)\quad \begin{cases} \mathfrak{M}_{xb} = \mp\mathfrak{M}^o_x \mp \mathfrak{X}_x \pm \mathfrak{X}_z\,(f - o) \\ \mathfrak{M}_{yb} = \mp\mathfrak{M}^o_y \mp \mathfrak{X}_y \mp \mathfrak{X}_z\cdot\dfrac{l}{z} \\ \mathfrak{Z}_{zb} = \mp\mathfrak{Z}^o_z \mp \mathfrak{X}_z. \end{cases}$$

Richtungssinn von $\mathfrak{M}_{xb}$, $\mathfrak{M}_{yb}$, $\mathfrak{Z}_{zb}$ nach Abb. 1.

Die oberen Vorzeichen gelten für die rechte, die unteren für die linke Bogenhälfte. Die Werte $\mathfrak{M}^o_x$, $\mathfrak{M}^o_y$, $\mathfrak{Z}^o_z$ sind durch die gegebene Belastung verursacht, gehören dem freien System an und sind so wie die Größen $\mathfrak{X}_{xyz}$ positiv gezählt.

Die statisch unbestimmten Größen $\mathfrak{X}_{xyz}$ des eingespannten Bogenträgers folgen aus den bekannten Gleichungen[13]):

$$(35)\quad \begin{cases} \mathfrak{X}_x = n_x\cdot\dfrac{1}{E}\displaystyle\int\left(\mathfrak{M}^o_b\sin\varphi\cdot\frac{1}{J} + \mathfrak{M}^o_t\cos\varphi\cdot\frac{E}{GJ_1}\right)ds \\ \mathfrak{X}_y = n_y\cdot\dfrac{1}{E}\displaystyle\int\left(\mathfrak{M}^o_b\cos\varphi\cdot\frac{1}{J} + \mathfrak{M}^o_t\sin\varphi\cdot\frac{E}{GJ_1}\right)ds \\ \mathfrak{X}_z = n_z\cdot\dfrac{1}{E}\displaystyle\int\left(\mathfrak{M}^o_b\,p\cdot\frac{1}{J} + \mathfrak{M}^o_t\,q\cdot\frac{E}{GJ_1}\right)ds. \end{cases}$$

Bei konstanter Bogenteilung

$$(35a)\quad \begin{cases} \mathfrak{X}_x = n_x\,\Sigma\left(\mathfrak{M}^o_b\sin\varphi + \mathfrak{M}^o_t\cos\varphi\,\nu\right) \\ \mathfrak{X}_y = n_y\,\Sigma\left(\mathfrak{M}^o_b\cos\varphi + \mathfrak{M}^o_t\sin\varphi\,\nu\right) \\ \mathfrak{X}_z = n_z\,\Sigma\left(\mathfrak{M}^o_b\,p + \mathfrak{M}^o_t\,q\,\nu\right). \end{cases}$$

[13]) Siehe Fußnote 4.

$\mathfrak{M}_b^o$, $\mathfrak{M}_t^o$ sind die durch die gegebene Belastung in einem beliebigen Bogenpunkte E des freien Systems verursachten Biegungs- und Drillungsmomente.

$$(36)\qquad \begin{cases} \mathfrak{M}_b^o = -\mathfrak{M}_x^o \sin\varphi + \mathfrak{M}_y^o \cos\varphi \\ \mathfrak{M}_t^o = \mathfrak{M}_x^o \cos\varphi + \mathfrak{M}_y^o \sin\varphi . \end{cases}$$

Hierbei sind $\mathfrak{M}_x^o$, $\mathfrak{M}_y^o$ die Momente des freien Systems in der Richtung x und y. Bei symmetrischen Belastungen wird $\mathfrak{X}_x = \mathfrak{X}_z = 0$, so daß nur ein Biegungsmoment $\mathfrak{X}_y$ resultiert; bei entgegengesetzt symmetrischen Lasten wird $\mathfrak{X}_y = 0$ und haben nur $\mathfrak{X}_x$ und $\mathfrak{X}_z$ endliche Werte.

Ein Temperaturunterschied zwischen vorderer und rückwärtiger Brückenstirne $\Delta t > 0$ verursacht bei symmetrischem Tragwerk nur einen Biegungswinkel Δ_y^o im Pole O des freien Systems, so daß $\mathfrak{X}_x = \mathfrak{X}_z = 0$ wird und nur ein $\mathfrak{X}_y$ auftritt. Wird gleichfalls lineare Temperaturverteilung im Bogeninnern vorausgesetzt, so folgt:

$$(37)\qquad \mathfrak{X}_y = n_y \Delta_y^o = n_y \omega \Delta t \int \frac{\cos\varphi}{h} \cdot ds$$

oder

$$(37a)\qquad \mathfrak{X}_y = n_y \omega \Delta t \Sigma \frac{\cos\varphi}{h} \cdot \Delta s .$$

Somit sind die Einspannungswerte der Kämpfer für beliebige Belastungen nach den Gl. 34 gegeben.

Die Einspannungswerte der Knotenpunkte setzen sich, ähnlich wie die Werte k, aus den Anteilen des rechten und linken Kämpfers des betrachteten Punktes n und denen des Pfeilerkopfes zusammen.

$$(38)\qquad \begin{cases} \mathfrak{M}_x = \mathfrak{M}'_{xb} + \mathfrak{M}''_{xb} + \mathfrak{M}_{xp} \\ \mathfrak{M}_y = \mathfrak{M}'_{yb} + \mathfrak{M}''_{yb} + \mathfrak{M}_{yp} \\ \mathfrak{Z}_z = \mathfrak{Z}'_{zb} + \mathfrak{Z}''_{zb} + \mathfrak{Z}_{zp} \end{cases}$$

Bei stufenweiser Berechnung folgen die Einspannungswerte der Bogenkämpfer aus den Einspannungen des Grundsystems und den zu den schon bekannten Bewegungen $\Delta\varphi_x$, $\Delta\varphi_y$, Δz_z der Nachbarknoten gehörigen Einspannungen, die mit Tabelle Ib errechnet werden können.

$$(39)\qquad \begin{cases} [\mathfrak{M}_x] = \mathfrak{M}_x + m_{xx}\Delta\varphi_x + m_{xy}\Delta\varphi_y + m_{xz}\Delta z_z \\ [\mathfrak{M}_y] = \mathfrak{M}_y + m_{yx}\Delta\varphi_x + m_{yy}\Delta\varphi_y + m_{yz}\Delta z_z \\ [\mathfrak{Z}_z] = \mathfrak{Z}_z + m_{zx}\Delta\varphi_x + m_{zy}\Delta\varphi_y + m_{zz}\Delta z_z \end{cases}$$

V. Rückberechnung der statisch unbestimmten Größen X_x, X_y, X_z aus den Knotenpunktbewegungen.

Hat sich der linke Kämpfer einer Bogenöffnung um $\Delta\varphi_{xl}$, $\Delta\varphi_{yl}$, Δz_{zl}, der rechte um $\Delta\varphi_{xr}$, $\Delta\varphi_{yr}$, Δz_{zr} gedreht und verschoben, so ergeben sich die durch diese Bewegungen verursachten statisch unbestimmten Größen x_x, x_y, x_z nach den Gl. 17^l bis 19^r mit:

$$(40)\qquad \begin{cases} x_x = n_x(\Delta\varphi_{xl} - \Delta\varphi_{xr}) = n_x \overline{\Delta\varphi_x} \\ x_y = n_y(\Delta\varphi_{yl} - \Delta\varphi_{yr}) = n_y \overline{\Delta\varphi_y} \\ x_z = n_z\Big[-(f-o)(\Delta\varphi_{xl} - \Delta\varphi_{xr}) \\ \qquad -\frac{l}{2}(\Delta\varphi_{yl} + \Delta\varphi_{yr}) + (\Delta z_{zl} - \Delta z_{zr})\Big] \\ \qquad = -n_z\Big[(f-o)\overline{\Delta\varphi_x} + \frac{l}{2}(\Delta\varphi_{yl} + \Delta\varphi_{yr}) - \overline{\Delta z_z}\Big] \end{cases}$$

Mit diesen Werten und den Größen $\mathfrak{X}_x$, $\mathfrak{X}_y$, $\mathfrak{X}_z$ des Grundsystems folgen die statisch unbestimmten Größen X_x, X_y, X_z der Bogenreihe

$$(41)\qquad X_x = \mathfrak{X}_x + x_x, \quad X_y = \mathfrak{X}_y + x_y, \quad X_z = \mathfrak{X}_z + x_z$$

Die Momente und Querkräfte eines beliebigen Bogenpunktes berechnen sich nach den Gl. 42.

$$(42)\qquad \begin{cases} M_b = \mathfrak{M}_b^o + X_y \cos\varphi - X_x \sin\varphi + X_z\, p \\ M_t = \mathfrak{M}_t^o + X_y \sin\varphi + X_x \cos\varphi + X_z\, q \\ Q_z = \mathfrak{Q}_z^o + X_z \end{cases}$$

Richtungssinn der Größen M_b, M_t, Q_z nach Abb. 4.

VI. Zahlenbeispiel.

Um über die Größe der auftretenden Spannungen im gegebenen, praktischen Fall einigen Aufschluß zu erhalten, wird eine Bogenreihe nach Abb. 7 für Windbelastung berechnet und der Rechnungsgang für das 15fach statisch unbestimmte System in Kürze angegeben. Die Abmessungen der Bogen und Pfeiler sind den Normalien für Viadukte der Albulabahn entnommen, Pfeilerhöhen, Lichtweiten und Felderzahl sind ähnlich wie bei dem bekannten Landwasserviadukt gewählt.

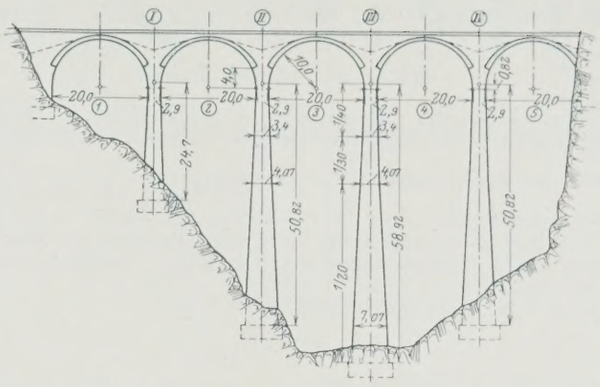


Abb. 7.

A. Berechnung der Grundsysteme.

a) Pfeiler.

1. Ermittlung der Werte p (Abb. 8). Der größte Pfeiler III wird nach Schönhöfer in 14 Teile geteilt. Da die Trägheitsmomente gegen den Pfeilerfuß sehr stark zunehmen, ist die Teilung mit vier verschiedenen

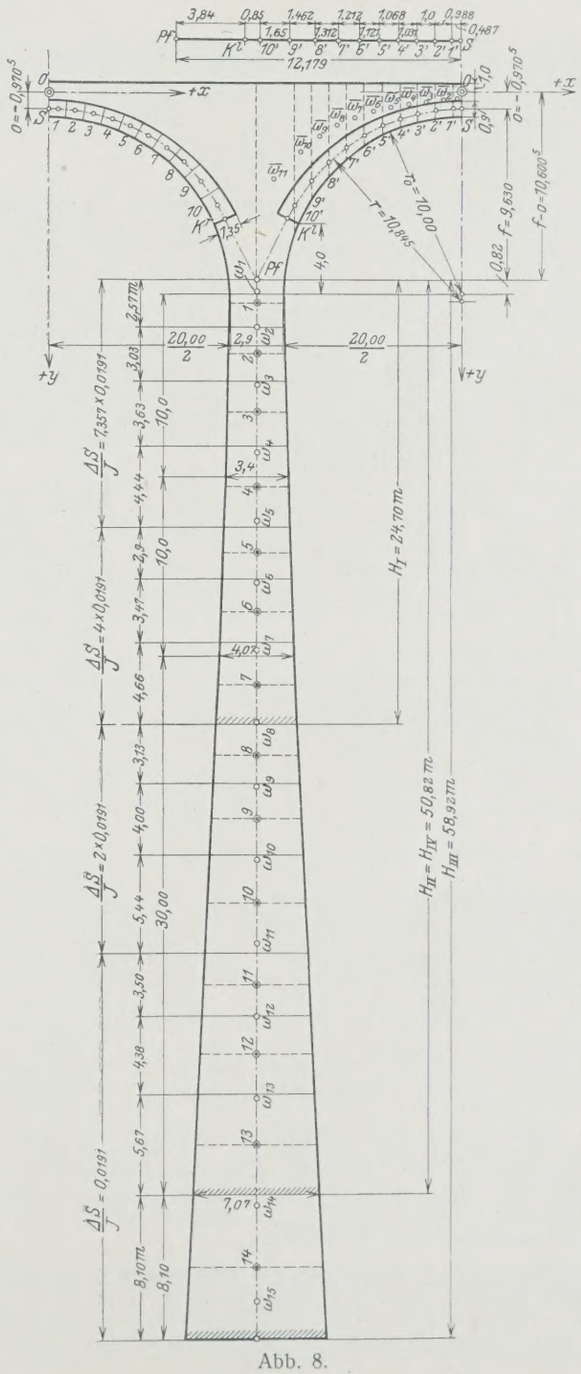


Abb. 8.

Winkeln durchgeführt worden, wobei $\operatorname{tg}\varphi_2 = 2\operatorname{tg}\varphi_1$, $\operatorname{tg}\varphi_3 = 4\operatorname{tg}\varphi_1$ und $\operatorname{tg}\varphi_4 = 7{,}357 \cdot \operatorname{tg}\varphi_1$ angenommen wurde. Dem Werte $\operatorname{tg}\varphi_1$ entspricht die Größe $\frac{J y}{J_p} = \mu_p = 0{,}0191$. In folgender Tabelle a sind die Pfeilerabmessungen b, h, die y Koordinaten, sowie die Werte ψ' nach Gl. 3 und r_p nach Gl. 10 für die Mitten der Teile angegeben. Bezüglich des Baustoffes sei das Verhältnis $\frac{E}{G} = 2{,}5$[14]) festgesetzt. Nur bei Ermittlung von Wärmespannungen, sowie bei Berechnung des Einflusses von Widerlager und Pfeilerbewegungen wird die genaue Kenntnis der Elastizitätszahlen E und G selbst erforderlich. Mit diesem Verhältnis und mit $J = \frac{1}{12} \cdot b\,h^3$ wird mit Rücksicht auf Gl. 10 u. 2:

$$r_p = 0{,}2083\,\psi' \cdot \frac{h^2 + b^2}{b^2}.$$

Nach den Gl. 9a folgen die Werte a, b, c, d und damit die Festwerte p der Pfeiler nach Gl. 6, 7 u. 8.

[14]) Engeßer und Schachenmeier nehmen allgemein $\frac{E}{G} = \frac{8}{3} = 2{,}66$ an, Hawranek rechnet mit 2,2, Kasarnowsky mit 2,5, Mörsch mit 2,5, Probst mit 2,13.

Tabelle a.

Punkt	b	h	y	ψ'	r_p	Punkt	b	h	y	ψ'	r_p
1	2,90	4,20	1,30	3,558	2,297	8	4,61	5,91	26,35	3,568	1,962
2	3,05	4,35	4,10	3,559	2,261	9	4,96	6,25	29,85	3,569	1,925
3	3,21	4,51	7,40	3,561	2,211	10	5,43	6,73	34,55	3,571	1,889
4	3,45	4,73	11,45	3,563	2,138	11	5,88	7,18	39,10	3,572	1,853
5	3,69	4,98	15,10	3,564	2,094	12	6,26	7,55	42,95	3,573	1,823
6	3,90	5,18	18,30	3,565	2,057	13	6,78	8,05	48,10	3,574	1,787
7	4,21	5,50	22,40	3,566	2,013	14	7,46	8,75	54,90	3,575	1,772

Die Werte a, b, c sowie p werden in Tabelle b zusammengestellt.

Tabelle b.

Pfeiler	Höhe H_m	$\frac{E}{\mu_p} \cdot a$	$\frac{E}{\mu_p} \cdot b$	$\frac{E}{\mu_p} \cdot c$	$\frac{\mu_p}{E} \cdot p_{xx}$	$\frac{\mu_p}{E} \cdot p_{xz}$	$\frac{\mu_p}{E} \cdot p_{yy}$	$\frac{\mu_p}{E} \cdot p_{zz}$
I	24,70	401,61	5,762 12	41,428	0,074 42	0,005 188	0,066 35	0,000 535 1
II, IV	50,82	713,26	17,007 41	50,428	0,048 75	0,002 044	0,038 01	0,000 144 4
III	58,92	768,16	20,021 42	51,428	0,045 55	0,001 747	0,035 61	0,000 116 9

(Schluß folgt.)

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 5. August erschienene Heft 15 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Regierungsbaumeister Breitung: Das unterirdische Umformerwerk Leipzig. — Otto Gottschalk: Lösung statischer Aufgaben mittels Continostat. — Dr. Max. Thullie: Neue österreichische Versuche mit Eisenbetonsäulen.

Rammen von Pfählen unter Zuhilfenahme von Sprengstoff. Zwischen Mendoza, dem Endpunkte der argentinischen Eisenbahnen und dem Ausgangspunkte der Andenquerbahn, und dem etwa 100 km südlich davon gelegenen San Carlos ist schon vor Jahren mit dem Bau einer Eisenbahn begonnen worden; der Bau wurde aber, nachdem etwa 77 km fertiggestellt worden waren, stillgelegt. Im Jahre 1921 wurde er wieder aufgenommen, und man wollte anscheinend das Versäumte schnell nachholen. Das Haupthindernis für die Fortsetzung des Baues war der Tunuyan-Fluß gewesen, dessen Überschreitung eine 120 m lange Brücke erforderte. Um diese schnell errichten zu können, entschloß man sich zu einer einstweiligen Bauart mit hölzernen Jochen, und man konnte für den Bau nicht einmal eine günstige Jahreszeit abwarten, sondern mußte während der Zeit bauen, wo der Fluß Hochwasser führt.

Die Brückenbahn wird nach „Railway Gazette" vom 20. Mai 1927 von 31 Jochen getragen, die, in 4 m Abstand voneinander stehend, durch vier Pfähle mit einer darüber gelegten Schwelle gebildet werden. Pfähle und Schwelle haben 34/34 cm Querschnitt. Die Pfähle sind zweimal mit Karbolineum gestrichen worden und haben schwere gußeiserne Schuhe. Die Längsträger bestehen aus je sechs Breitfußschienen von 50 kg/m Gewicht, die abwechselnd mit dem Kopf und dem Fuß nach oben verlegt sind.

Das Eintreiben der Pfähle in die Flußsohle, in deren Kies große Felsblöcke eingebettet sind, mißlang zunächst. Es wurden daher nach verschiedenen vergeblichen Versuchen zunächst Löcher in die Flußsohle gebohrt, in die dann die Pfähle eingetrieben wurden. Zum Bohren dienten Eisenbahnschienen von 35 kg/m Gewicht, von denen je zwei Fuß an Fuß miteinander vernietet waren. An den so gebildeten Vortreiber wurde eine rohe Spitze angeschmiedet. Mit Hilfe einer Pfahlramme wurden diese Doppelschienen etwa 75 cm in die Flußsohle eingetrieben. Sodann wurde ein verzinktes Eisenrohr von 25 mm Durchmesser in die Rille zwischen Kopf und Fuß eingeschoben und zwar auf der stromaufwärts gelegenen Seite, so daß die Strömung das Rohr in seiner Lage hielt. Durch dieses Rohr wurde durch einen an das obere Ende angeschlossenen biegsamen Schlauch Druckwasser eingepreßt. Der Schienenpfahl wurde ausgezogen, und das Rohr wurde in das so gebildete Loch eingeführt, um den Sand aus diesem auszuräumen. Das Rohr wurde von Hand versenkt, und es gelang, mit ihm bis auf die Sohle des Bohrloches zu gelangen. Sodann wurde die Verbindung mit dem Schlauch am oberen Ende des Rohres gelöst, und durch das Rohr wurden zwei Dynamitpatronen mit gegen das Wasser geschützter Zündschnur auf die Sohle des Bohrloches versenkt. Das Rohr wurde etwas angehoben und die Sprengladung zur Explosion gebracht. Danach wurde wieder mit dem Vortreiber aus Schienen gearbeitet, der nunmehr um weitere 90 cm in den Boden eindrang. Wenn er dann auf Widerstand stieß, wurde die Sprengung wiederholt, und dies geschah dann nochmals, bis man etwa 3 m unter die Flußsohle vorgedrungen war. Nunmehr wurden die Holzpfähle in das vorgebohrte Loch eingetrieben; mit ihnen wurde im Durchschnitt eine Tiefe von 4 m unter Flußsohle erreicht. Die Arbeit wurde von beiden Flußufern her nach der Mitte vorgetrieben. Wkk.

Eröffnung der I. Teilstrecke der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln, Berlin. Am 17. Juli wurde die I. Teilstrecke (Bhf. Boddinstraße—Hermannplatz—Bhf. Schönleinstraße) der neuen Schnellbahn dem Verkehr übergeben. Dieses etwa 2 km lange Stück ist ein Ausschnitt der Bahn, der von der Kreuzung mit der Nordsüdbahn am Hermannplatz nach jeder Seite einen Stationsabschnitt umfaßt. Der Betrieb soll dann in kurzen Zwischenräumen in der Weise erweitert werden, daß im Laufe des Jahres 1927 die Strecke bis zum Kottbusser Tor mit ihrer Verbindung zur Hochbahn in Betrieb genommen werden wird; die weitere Strecke bis zum Gesundbrunnen wird abschnittweise folgen. Nach Süden wird die Bahn von der Boddinstraße bis zum Ringbahnhof Hermannstraße verlängert werden.

Der Bau der Bahn wurde bekanntlich 1913 begonnen. Infolge des Krieges und seiner Nachwirkungen mußte aber die zur Durchführung des Unternehmens gegründete A. E. G.-Schnellbahn A.-G. im Jahre 1919 den Bau einstellen. Die Stadt Berlin übernahm die zum Teil fertiggestellten, zum Teil angefangenen Tunnelbauten und Anlagen und beauftragte 1926 die Berliner Nordsüdbahn A.-G. mit der Fertigstellung der Bahn.

Die Linienführung der Bahn ist mehrfach geändert worden, erwähnt sei die Einbeziehung des Moritzplatzes, die Heranschiebung der Bahn an die Untergrundbahnanlagen auf dem Alexanderplatz und die Verlegung der Spreekreuzung an die Jannowitzbrücke.

Die ursprünglich zum Teil als Hochbahn geplante Bahn wird ganz als Untergrundbahn hergestellt und enthält auf 13 km Länge 17 Bahnhöfe.

Davon sind drei Übergangsbahnhöfe: Alexanderplatz, Kottbusser Tor und Hermannplatz, die die neue Linie mit dem vorhandenen Schnellbahnnetz verbinden; an vier Bahnhöfen wird sich die Möglichkeit zum Übergang auf die Stadt- und Ringbahn bieten. Die Bahnsteige sind rd. 130 m lang und reichen für Züge von 6 18-m-Wagen aus.

Auf Bhf. Hermannplatz kreuzt die neue Bahn die Nordsüdbahn; erstere liegt oben, weil sie anschließend durch die stark ansteigende Hermannstraße führt. Der Übergang von einem Bahnsteig zum andern geschieht durch eine gerade 2 m breite feste Treppe, zu deren beiden Seiten je eine 1,60 m breite Rolltreppe liegt, deren Bewegungsrichtung dem jeweilig vorhandenen Verkehrsstrom angepaßt werden kann, d. h., eine Treppe kann aufwärts und die andere abwärts laufen, oder beide können für eine Richtung eingestellt werden. Die 120 und 130 m langen Bahnsteige sind in der Mitte 17 m breit, nach den Enden verringert die Breite sich auf 12 m. Sie werden durch indirektes Licht beleuchtet.

Die Stromversorgung der vom Hermannplatz ausgehenden Bahnanlagen geschieht durch ein an der Hermannstraße neu angelegtes Unterwerk. Die Umformung des von der Bewag gelieferten Hochspannungsstromes von 6000 V in den Betriebsgleichstrom von 800 V geschieht durch Quecksilber-Großgleichrichter. Außer den bereits vorhandenen vier Apparaten von je 1000 Amp. sollen später noch drei von je 1500 Amp. aufgestellt werden.

Der Bau der Bahn wurde von der Nordsüdbahn A.-G. in eigener Regie ausgeführt; die Oberleitung hatten Oberbaurat Zangemeister und Baurat Honroth. Die Betriebsausrüstung wurde von den Siemens-Schuckert-Werken geliefert. Die architektonische Durchbildung der Bahnhöfe war Prof. Grenander und Architekt Fehse übertragen.

Die Bahnanlagen wurden am 16. Juli von den dazu geladenen Vertretern der Presse besichtigt. Ls.

INHALT: Bemerkenswerte Kanalisationsausführungen im Bergbaugebiet. — Betrachtungen zur Hochwasserkatastrophe im Erzgebirge. — Baustahl mit Kupferzusatz. — Das Hauptgebäude der Werftanlage der A.-G. für Dornierflugzeuge in Altenrhein bei Rorschach. (Schluß.) — Berechnung gewölbter Talbrücken auf hohen, elastischen Pfeilern bei räumlichem Kraftangriff mittels des Formänderungsverfahrens. (Fortsetzung.) — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Rammen von Pfählen unter Zuhilfenahme von Sprengstoff. — Eröffnung der I. Teilstrecke der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln, Berlin.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang | BERLIN, 12. August 1927 | Heft 35

Alle Rechte vorbehalten.

Rutschgefährliche und fließende Bodenarten.

Von **H. Krey**, Berlin.

Im Erdbau pocht man gern auf die Erfahrung. Fast alle Veröffentlichungen über Erdbau arbeiten überreichlich mit Erfahrungssätzen, während man exakte zahlenmäßige Nachweise der Standsicherheit möglichst vermeidet. Dabei sind wir doch imstande, in fast allen Fällen die Standsicherheit von Erdbauten mit etwa der gleichen Sicherheit zu beurteilen und zu berechnen wie Bauten von Holz, Stein und Eisen, wenn wir eben das Erdmaterial kennen. Die Unsicherheit der Beurteilung der Standsicherheit von Erdbauten liegt gar nicht, wie man in neuerer Zeit gern glauben machen möchte, in der Unzulänglichkeit unserer Rechnungsverfahren, sondern in erster Linie in der Unkenntnis und ungenügenden Untersuchung der in Mitleidenschaft gezogenen Bodenarten und weiter in der unrichtigen Erkenntnis des ungünstigsten Spannungszustandes.

Auf die Notwendigkeit der eingehenden Untersuchung der physikalischen Eigenschaften der Bodenarten hat u. a. Terzaghi[1]) hingewiesen. Den Sinn für die richtige Erkenntnis der Vorgänge beim Bruch und die dadurch bedingten Spannungsverhältnisse zu wecken und zu stärken, war ein Hauptziel meines Buches über Erddruck und Erdwiderstand.[2])

Wenn man neuerdings einen Widerspruch zu konstruieren sucht zwischen der alten klassischen Erdbaustatik und der neueren Bodenphysik, so ist das ein Mißbrauch des Wortes Erdbaumechanik und eine völlige Verkennung der Arbeit Terzaghis. Beide unterstützen sich und sind im Grunde dasselbe. Die Bodenphysik bildet nach wie vor die Grundlage der Erdbaustatik; und die Erdbaumechanik erstrebt eine Vertiefung der alten richtigen Erkenntnis, setzt sich aber nicht in Gegensatz zu ihr. Eine genaue Untersuchung des Baugrundes bezüglich seiner Eigenschaften ist schon immer für notwendig erachtet, und nur unwissende oder leichtsinnige Konstrukteure glaubten sie entbehren zu können.

Wissenschaftliche Grundlagen.

Nun ist es aber nicht notwendig, für die praktischen Grundlagen der Standsicherheitsberechnung an den angetroffenen Bodenarten alle überhaupt nur erdenklichen Untersuchungen anzustellen, sondern es reicht in den meisten Fällen aus, ebenso wie bei festen Stoffen die wichtigsten Eigenschaften festzustellen, das sind in erster Linie die zulässige Beanspruchung des Stoffes und unter Umständen noch die Gefügeeigenschaften und das elastische Verhalten.

Während es aber bei den meist nur in der einen (Längen-) Ausdehnung beanspruchten festen Stoffen üblich ist, von der Normalspannung (Zug- und Druckbeanspruchung) als Grundlage der zulässigen Beanspruchung auszugehen, hat dieses Verfahren bekanntlich bei größerer Ausdehnung des Stoffes in den Querrichtungen seine Schwierigkeit, da man die zulässige Beanspruchung durch entsprechende Belastung in den Querrichtungen (fast) beliebig herauf- und heruntersetzen kann.

Wir gehen daher bei der Feststellung der zulässigen Beanspruchung der Bodenarten zweckmäßig von zwei (bezw. drei) Spannungen und ihrem jeweiligen Verhältnis aus, und zwar entweder von der Größe und dem Verhältnis der beiden (bezw. drei) Hauptspannungen oder besser von der Größe und dem Verhältnis von Normalspannung und Schubspannung an jeder Stelle. Diese Betrachtungsweise ist an sich durchaus nicht neu, weder für feste Stoffe noch für lose Massen; und auch für Bodenarten sind derartige Untersuchungen von verschiedenen Forschern in älterer und neuer Zeit durchgeführt. Wichtig ist nur die jetzt für alle größeren und wichtigeren Erdbauten als unumgänglich aufzustellende Forderung der genauen Bodenuntersuchung und der Prüfung der Eigenschaften der vorgefundenen Bodenarten vom Standpunkte des Ingenieurs aus und durch einen Ingenieur. Dadurch wird die geologische Untersuchung und Klassifikation der Bodenschichten nicht unnötig. Aber sie reicht für die Beurteilung und zahlenmäßige Berechnung der Standsicherheit der Bauten meist nicht aus.

Die zweite Forderung der richtigen Erkenntnis des jeweilig ungünstigsten Spannungs- und Belastungszustandes auf Grund der festgestellten Eigenschaften der angetroffenen Bodenarten und des Herausfindens der meistgefährdeten Stellen des Bauwerks und des Bodens kann nur von einem (wissenschaftlich vorgebildeten) Ingenieur erfüllt werden.

Um hierin der Praxis zu dienen und zu helfen, richtet die Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin auf der Schleuseninsel im Tiergarten jetzt eine besondere Abteilung für Erdbau ein. Ihre Aufgabe wird es sein, gegen mäßige Gebühren einerseits die wesentlichen Eigenschaften der (aus Bohrungen oder Schürfungen[3]) gewonnenen) Erdproben durch Versuche festzustellen, damit die örtlichen mit dem Entwurf und Bau betrauten Ingenieure auf Grund dieser Feststellungen möglichst einwandfreie Standsicherheitsberechnungen durchführen können, anderseits aber auch bei der Standsicherheitsberechnung selbst je nach Wunsch der Auftraggeber durch Rat oder Mitarbeit mehr oder weniger mitzuhelfen.

Die Mitarbeit der Anstalt wird wohl meist nur in Anspruch genommen werden bei größeren, teuren oder sonst besonders wichtigen Bauten. Daß aber hier ein dringendes Bedürfnis vorliegt, das zeigt die zunehmende Zahl der Aufträge.

Zwei Bodenklassen beanspruchen unsere besondere Aufmerksamkeit, die in ihrem Verhalten scheinbar ähnlich, in den Ursachen ihres Verhaltens aber doch grundverschieden sind; das sind die rutschenden und die fließenden Böden.

Rutschgefährliche Böden.

Rutschen können alle Böden, wenn sie in eine Lage kommen, in der die angreifenden Kräfte und Lasten größer sind als der Schubwiderstand. Sie neigen aber um so mehr zum Rutschen, je geringer im Verhältnis zu den anderen Kräften der Schubwiderstand ist, und in dieser Hinsicht stehen Tone und fette Lehme obenan. Sie sind es, die die Rutschgefahr in sich tragen, obgleich sie unter Umständen steiler und sicherer zu stehen scheinen als Sandböden und obgleich bei ihnen die Kohäsion die Reibung wesentlich unterstützt. Aber gerade die Kohäsion verleitet wegen ihrer sichtlich günstigen Wirkung bei kleinen Höhen und kleinen Bauten bei oberflächlicher Betrachtung leicht zu einer Überschätzung des Rutschwiderstandes im allgemeinen. Man vergißt, daß bei zunehmender Höhe der von der Kohäsion abhängige Teil des Schubwiderstandes nur mit der ersten Potenz der Höhe zunimmt, während alle anderen Massenkräfte (auch der gesamte Reibungswiderstand) mit der zweiten Potenz der Höhe wachsen. Mit zunehmender Größe des Bauwerks verschwindet daher der Einfluß der Kohäsion immer mehr.

Trägt man den größten Schubwiderstand eines Bodens für die Flächeneinheit bei verschiedenen Flächendrücken, aber unter sonst gleichen Verhältnissen, also vor allem bei gleichem Wassergehalt W[4]) in Abhängigkeit des Flächendruckes auf, so erhält man etwa die in Abb. 1 dargestellte Linie, die (verlängert) die Ordinatenachse im Punkte Ks schneiden möge. Die Ordinaten geben die Wirkung der Kohäsion und Reibung auf den Schubwiderstand zusammen an, und der Wert Ks gibt den vom Flächendruck unabhängigen, lediglich von der Kohäsion abhängigen Teil des Schubwiderstandes an. Auf diese Weise können wir den Einfluß der Kohäsion und der Reibung gesondert ermitteln. Gewöhnlich drückt man das Gesetz der Abhängigkeit durch die Gleichung einer Geraden aus.

$$\tau = Ks + \mu \cdot \nu, \tag{1}$$

wenn τ die größte Schubspannung, ν die Normalspannung und μ ein Reibungswert ist.

Es mag dahingestellt sein, ob der Verlauf der Abhängigkeit tatsächlich genau eine Gerade ist. Der praktische Nachweis ist sehr schwierig, da die Ergebnisse schwanken und der Wassergehalt des Bodens während der Versuche und zwischen Versuch und Feststellung des Wassergehaltes sich schnell ändert. Jedenfalls ist die Linie aber so gestreckt, daß man keine großen Fehler macht, wenn man sie als Gerade ansieht.

Es genügt, wenn man sich bei allen plastischen Bodenarten der beiden Ursachen des Schubwiderstandes bewußt bleibt und den Einfluß der Kohäsion auf die Form der Rutschflächen nicht vergißt, im übrigen

---

[1]) Terzaghi, Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Leipzig-Wien 1925. Verlag Deuticke.

[2]) Krey, Erddruck, Erdwiderstand. 3. Aufl. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[3]) Die Bohrungen und Schürfungen sind so auszuführen, daß die Bodenproben möglichst in dem Zustande gewonnen werden, wie sie in der Natur an Ort und Stelle vorhanden sind. Völlig einwandfrei ist das bei tieferen Lagen überhaupt nicht möglich, da durch die Probeentnahme zum mindesten die örtliche Spannung ganz oder z. T. beseitigt und meist auch das Gefüge verändert wird; aber es sollen doch mindestens alle gröberen Veränderungen vermieden werden. Sehr wertvoll ist es, gleich bei der Bohrung das Einheitsgewicht der Bodenart, die luftgefüllten Hohlräume und den vorhandenen Wassergehalt festzustellen, weil diese sich meistens auf dem Transport ändern.

[4]) Wassergehalt W in Gewichtshundertsteln der festen Masse.

aber für die Lösung der praktischen Aufgaben zur Vereinfachung der Berechnung von dem Gesamtschubwiderstande ausgeht. Wir können dann die Untersuchung praktisch erheblich vereinfachen, wenn wir nicht von einem beliebigen Wassergehalt des Bodens ausgehen, sondern von dem natürlichen, „dem Druck entsprechenden" Wassergehalt ($n\,w$).

In Abb. 1 sei n der Flächendruck, dem der Wassergehalt W entspricht. Würden wir unter Wasser den Boden mit einem größeren Druck als n belasten, so würde das Wasser aus dem Boden herausgepreßt werden, und der Wassergehalt würde kleiner werden als w. Umgekehrt, wenn man den Boden unter Wasser mit einem geringeren Flächendruck als n belastet, dann wird das Wasser in den Boden eindringen, den Boden zum Schwellen bringen[5]) und den Wassergehalt erhöhen und größer als w machen. Nur bei einer Flächenbelastung n bleibt der diesem Druck entsprechende Wassergehalt unverändert $= w$. Wir nennen ihn daher den natürlichen Wassergehalt ($n\,w$). Bei jedem Flächendruck können wir diesen natürlichen Wassergehalt leicht herstellen, wenn wir bei einer beliebigen Belastung ν unter Wasser genügend lange warten, bis sich der (durch Messung festzustellende) Schubwiderstand nicht mehr ändert. Dadurch erhalten wir auf den Linien des Schubwiderstandes für die verschiedensten Werte des Wassergehaltes immer einen besonders bemerkenswerten Punkt N (Abb. 1), der für den in der Natur meist vorhandenen Zustand von der größten Bedeutung ist. Dabei ist es dann an sich gar nicht mal erforderlich, den Wassergehalt jedesmal selbst festzustellen.

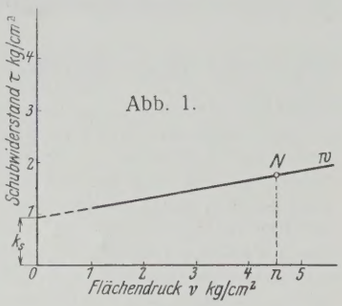


Abb. 1.

Wenn wir diese Untersuchung für verschiedene Flächendrücke ν_1, ν_2, ν_3, ν_4 usw. durchführen und dafür die dem natürlichen Wassergehalt entsprechenden größten Schubwiderstände τ_1, τ_2, τ_3, τ_4 usw. feststellen, dann erhalten wir in der durch diese Punkte gelegten $n\,w$-Linie die Abhängigkeit des Schubwiderstandes vom Flächendruck allgemein für den meist vorhandenen natürlichen Zustand. Diese $n\,w$-Linie legen wir zweckmäßig unseren Rechnungen zugrunde für die in der Natur vorhandenen mittleren Verhältnisse.

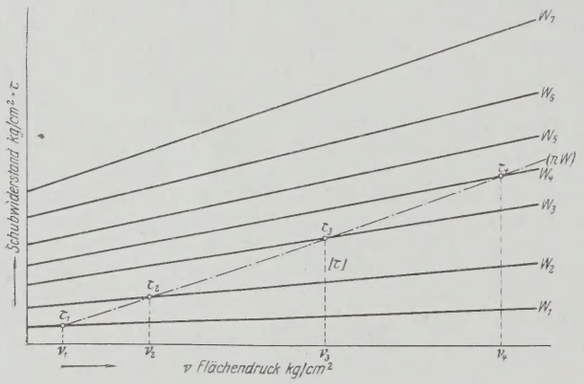


Abb. 2.

Wir müssen uns dann weiter darüber klar werden, ob und wieweit sich durch zeitliche Änderung der Flächendrücke der Schubwiderstand und das Verhältnis von Schubwiderstand zu Flächendruck in ungünstigem und günstigem Sinne ändern kann, wie an Abb. 2 erläutert werden soll.

Angenommen, es handelt sich um die Beurteilung eines Bodens in der Tiefe h unter Oberfläche, wie in Abb. 3 an der Hand eines Bodenprofils dargestellt ist, dann ist der Druck in der Tiefe h unter normalen Verhältnissen bei ungestörter wagerechter Erdoberfläche $\nu = \gamma\,h$ (bezw. $= \Sigma\,\gamma\,\Delta\,h$), wenn γ das Einheitsgewicht des Bodens in dem jeweiligen natürlichen Zustande ist. Dieser Druck ν kommt für die Standsicherheitsberechnung in Betracht, wenn der Wasserdruck (= der offene Wasserstand) auch in der Tiefe h unter Gelände liegt, wie in dem in Abb. 3 (nur der Deutlichkeit wegen) angedeuteten Manometerrohr angegeben ist. Liegt dieser Wasserstand (Wasserdruck) aber höher, z. B. in der Tiefe t unter Gelände, d. h. um $h\,w$ höher als der Ort des untersuchten Bodens ($h\,w = h - t$), dann ist der Druck ν, mit dem die kleinsten Bodenteilchen aufeinandergepreßt werden, der also für die Berechnung maßgebend ist:

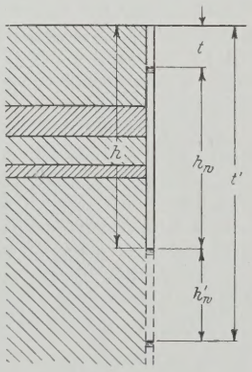


Abb. 3.

$$\nu = \Sigma\,\gamma\,\Delta\,h - h\,w, \tag{2}$$

und für dieses ν können wir aus unseren Feststellungen bezw. aus Abb. 2 den größten der Berechnung zugrunde zu legenden Schubwiderstand ermitteln.

Liegt dagegen der Wasserdruck (offener Wasserstand) tiefer als h, z. B. in der Tiefe t' unter Gelände, also um $h\,w' = t' - h$ tiefer als der Ort des untersuchten Bodens, dann ist der maßgebende Druck an dem untersuchten Ort

$$\nu = \Sigma\,\gamma \cdot \Delta\,h + h\,w'. \tag{3}$$

Also an der gleichen Stelle ist der Schubwiderstand, der wieder für das größere ν aus Abb. 2 entnommen werden kann, in dem letzteren Falle erheblich günstiger als in dem ersten Falle. Vorausgesetzt ist dabei, daß das Wasser durch Kapillarwirkung hochsteigt und daher der Boden auch in der Tiefe h noch vollkommen mit Wasser gesättigt ist, was bei plastischen Bodenarten wohl immer der Fall ist.

Schon diese kurze Überlegung zeigt, daß wir es an der gleichen Stelle und bei dem gleichen Bodenmaterial mit ganz verschiedenen Festigkeitseigenschaften als Grundlage der Standsicherheit zu tun haben können, je nach dem im Boden wirksamen Unterdruck oder Überdruck des Wassers. Eine sorgfältige Überlegung der in den verschiedenen zu untersuchenden Fällen praktisch möglichen ungünstigen Druckverhältnisse des Wassers im Boden ist daher eine unerläßliche Vorbedingung jeder einwandfreien Standsicherheitsberechnung von Erdbauten und Bauten in Erde.

In besonders ungünstigen Fällen ist es denkbar, wenn auch nicht gerade wahrscheinlich, daß feine, bis an eine erhöhte Stelle der Oberfläche reichende und unten endigende Sandadern oder -schichten sich von oben mit Niederschlagwasser füllen und nun den maßgebenden Druck ν nach Gleichung 2 und damit den Widerstand gegen Abrutschen erheblich herunterstzen. Auch ohne Sandadern oder besondere Risse der Oberfläche kann das von der Oberfläche aufgenommene und in dem plastischen Material sehr langsam nach unten sickernde Regenwasser gewisse Erhöhungen des Wasserdrucks bringen.

Wenn wir auch alle diese Möglichkeiten nicht genau wissen und übersehen können, so können wir sie doch in der Weise berücksichtigen, daß wir beim Vorliegen solcher Möglichkeiten mit der Sicherheit an diesen Stellen nicht zu nahe an 1 herangehen, ebenso wie es ähnlich auch im Eisenbau üblich ist. Im übrigen hat man einen Anhalt für die Annahme der Wasserstände an dem Wasserstande benachbarter offener Gräben, Flüsse, in gegen Tagwasser abgeschlossenen Bohrlöchern der gleichen Schicht usw. und kann damit den maßgebenden Druck und die davon abhängigen Festigkeitseigenschaften des Bodens in der natürlichen Lage recht gut errechnen.

Etwas verwickelter, aber meist nicht unlösbar wird die Aufgabe der Standsicherheitsberechnung bei schnell wechselnden Außenwasserständen, denen der Wasserdruck im Innern der plastischen Bodenschichten nicht so schnell folgen kann. Unter solchen Verhältnissen, die bekanntlich sehr oft zum Einsturz von Böschungen führen, bleibt nämlich der von dem inneren Wasserdruck abhängige Schubwiderstand nach Gleichung 2 und nach Abb. 2 noch längere Zeit niedrig, während die auf Abschieben wirkenden Angriffskräfte nach Sinken des Wasserdrucks außen sofort größer werden. Diese ungünstigen Umstände können wir aber in Rechnung stellen, wie am besten an einem einfachen Beispiel gezeigt werden möge.

Berechnung einer Böschung mit Dichtungsschicht.

In Abb. 4 sei eine Dammböschung dargestellt, auf der sich eine Tondichtung mit der Dicke d_2 $\left(\text{senkrecht gemessen} = t_2 = \frac{d_2}{\cos\varphi}\right)$ und darauf eine Sandschutzschicht mit der Dicke d_1 $\left(\text{senkrecht } t_1 = \frac{d_1}{\cos\varphi}\right)$ befinden möge, alle in der gleichen Neigung unter dem Winkel φ. Der Wasserspiegel befinde sich einseitig auf der Höhe I, während der Damm auf der anderen Seite trocken liegen möge. Die Neigung φ sei so bemessen, daß der gewöhnliche Sandschüttboden allein sowohl über Wasser als auch unter Wasser standsicher ist. Es handle sich darum, den Einfluß der Tonschicht rechnerisch zu ermitteln und die für die Standsicherheit notwendige Stärke oder Neigung der Deckschicht (oder beides) zu bestimmen. Vorbedingung ist die vorherige Bestimmung der Festigkeitseigenschaften des verwendeten Dichtungstones und des Deckmaterials. Und zwar genügt im allgemeinen die Ermittlung der ($n\,w$)-Linie, wie sie in Abb. 2 dargestellt ist und wie sie in der Versuchsanstalt auf Wunsch jederzeit für jede eingesandte Probe ausgeführt wird.

[5]) Wenn Prof. Buisman in De Ingenieur 1927, S. 34, meint, daß das Wasser nicht die kleinsten Teile auseinandertreibe, sondern daß es sie gerade durch die Kapillarkräfte stark gegeneinander drücke, so ist das doch wohl eine unrichtige Auslegung der Terzaghischen Ausführungen. Bei größerem Wassergehalt sind die mit Wasser gefüllten Hohlräume zwischen den festen Teilchen größer. Das beim Quellen des Bodens eindringende Wasser treibt also die festen Teilchen auseinander und lockert den Boden damit naturgemäß.

Da die Ton-Dichtungsschicht dem Wasserdurchfluß im Vergleich zum Sande der Deckschicht einen außerordentlich großen Widerstand entgegensetzt, so ist der Wasserdruck in der ganzen Deckschicht bis zur Oberkante des Tones in der Fläche $c - d$ gleich der Wasserspiegelhöhe $= h$. Dadurch gestaltet sich die Rechnung für die Deckschicht allein unter

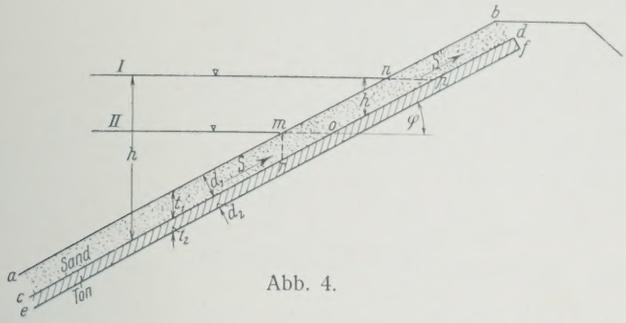


Abb. 4.

Wasser sehr einfach: Wir führen die Gewichte des Deckbodens (mit Wasser getränkt und unter Abzug des Auftriebes — 1) in die Rechnung des Erddrucks und Erdwiderstandes ein und vernachlässigen im übrigen das Wasser, da sich der Wasserdruck aus der Rechnung heraushebt.

Auch unmittelbar über dem Wasserspiegel bietet die Berechnung keine Schwierigkeit. Hier ist bei fehlendem Wasserauftrieb und infolge des kapillar ansteigenden Porenwassers das Gewicht des Deckbodens verhältnismäßig groß. Für die Rechnung müssen wir die Festigkeitseigenschaften des Deckbodens unter Wasser und über Wasser für verschiedenen Druck vorher festgestellt haben.

Das gleiche wie für die Deckschicht gilt für die oberste Grenze der Dichtungsschicht, nur mit dem Unterschiede, daß die ebenfalls festgestellten Festigkeitseigenschaften des fetten Dichtungstones wesentlich andere sind als die der sandigen Deckschicht.

Wenn die obere Grenze der Dichtungsschicht an sich geringere Schubfestigkeit aufweist, dann besteht die Gefahr, daß die Deckschicht auf der oberen Grenze der Dichtungsschicht abrutscht und in sich zusammenbricht.

In Abb. 5a ist ein schmaler Streifen der Deckschicht mit der Breite Δb, der Tiefe t_1 und dem Gewicht G (im Wasser) dargestellt. Auf ihn

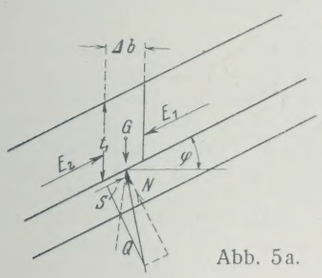


Abb. 5a.

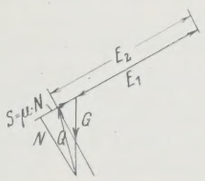


Abb. 5b.

wirken außer dem Gewicht G der Erddruck E_1, der Erdwiderstand E_2 und der Bodenwiderstand Q. In dem Falle des Abgleitens muß der Widerstand der Tonschicht

(4) $$S = \mu \cdot N$$

sein, worin N der Normaldruck ($= G \cos \varphi$) auf die Tonschicht und μ der Beiwert der Schubkraft ist. μ kann, wenn es sich um Dauerzustände handelt, aus der $(n\,w)$-Kurve für beliebiges $\nu = \frac{N \cdot \cos \varphi}{\Delta b} = \frac{G \cdot \cos^2 \varphi}{\Delta b}$ nach Abb. 2 entnommen werden, $\mu = \frac{\tau}{\nu}$.

In Abb. 5b ist das Krafteck für E_1, E_2, G und Q dargestellt.

Für eine beliebige Stelle der Deckschicht erhalten wir dann für den einfachsten Fall der ungeknickten Böschung

(5) $$E = + \Sigma G \cdot \sin \varphi - \Sigma \mu \cdot G \cdot \cos \varphi.$$

Dieser Druck E muß durch den passiven Erdwiderstand der Deckschicht allein aufgenommen werden können. Wenn das nicht möglich ist, dann rutscht die Böschung unweigerlich in sich zusammen. Für die Berechnung des passiven Erdwiderstandes ist im vorliegenden Falle $\delta = \varphi$. Wir haben also in dem gewählten Beispiel den Rankineschen Sonderfall vor uns. Auch die Berechnung nach Coulomb ist hier genügend genau, weil die Gleitfläche nicht von einer Ebene abweicht.

Der Wert μ ändert sich, obgleich er die Reibung und Kohäsion zusammen umfaßt und obgleich er von dem Wassergehalte in hohem Maße abhängig ist, doch für den natürlichen, dem Druck entsprechenden Wassergehalt $(n\,w)$ verhältnismäßig sehr wenig, so daß man für größere Strecken für gleichmäßige Neigung φ schreiben kann

(6) $$E = (\sin \varphi - \mu \cdot \cos \varphi) \Sigma G.$$

Dabei erfordert die Berücksichtigung des Wasserauftriebes einige Aufmerksamkeit.

Würde man in solch einfacher Weise überall die Standsicherheit der Böschungen vor der Bauausführung untersucht haben, dann würde man sehr viele Rutschungen vermieden und sehr viele unnötige Unkosten gespart haben. Die Kosten der Untersuchung der Bodeneigenschaften und einer etwaigen Unterstützung bei der Bodenuntersuchung und Standsicherheitsberechnung wären im Vergleich dazu ganz gering gewesen.

Bei gebrochenen Böschungen und veränderlicher Dicke der Deckschicht ändert sich die Rechnung etwas; sie bleibt aber auch dann noch sehr einfach.

Eine nähere Behandlung verdient noch die Frage der Lage der gefährlichsten Rutschfläche im Ton selbst. Es ist natürlich nicht von vornherein gesagt, daß die gefährlichste Rutschfläche gerade an der oberen Begrenzung der Tonschicht liegt.

In Abb. 6 sei wieder ein schmaler Streifen der Böschung mit der Breite Δb und bis zur Unterkante der Dichtungsschicht reichend dargestellt. Der Wasserdruck nimmt bis zur Dichtungsschicht gleichmäßig bis

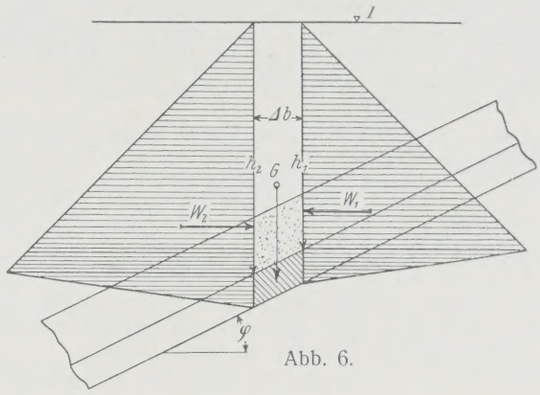


Abb. 6.

zur Höhe h_1 bezw. h_2 zu. In der Dichtungsschicht nimmt er bei Voraussetzung ganz gleichmäßigen Materials angenähert geradlinig (in Wirklichkeit wegen des verschiedenen Wassergehalts erst etwas langsamer, dann schneller) wieder auf Null ab, wenn der Wasserdruck an der unteren Grenze der Tonschicht gleich Null angenommen wird (er kann gelegentlich größer, aber wegen der Kapillarwirkung des feinen Sandes sogar negativ sein). Für den unteren Teil der Tonschicht kommt also nicht der Auftrieb in Betracht, und wir haben als Auflast nicht nur das Gewicht der wasserdurchtränkten Deck- und Dichtungsschicht, sondern auch das ganze Wassergewicht darüber zu berücksichtigen und außerdem den (auf der linken Seite) größeren Wasserdruck in die Rechnung einzuführen. Wenn nun auch hier in den unteren Lagen der Tonschicht die Lasten und damit auch die auf Abschieben wirkenden Kräfte größer sind als in den oberen Lagen, so ist doch auch hier wegen der größeren Materialspannung ν unter normalen Verhältnissen der Schubwiderstand τ größer, und außerdem wirkt ein größerer passiver Erdwiderstand und der größere Seitenwasserdruck dem Abschieben hier entgegen.

In Zweifelfällen kann man die Gleichgewichtsbedingungen für die untere Grenzschicht des Tones aufstellen und damit die gefährlichste Lage der Gleitfläche feststellen. Der passive Erdwiderstand muß auch hier größer als die auf Abschieben wirkenden Kräfte sein.

Berücksichtigung eines schnellen Wasserstandwechsels.

Besonders ungünstig werden die Standfestigkeitsverhältnisse bei sehr schnell fallendem Wasserstande, wie in der Praxis allgemein bekannt ist. Die rechnungsmäßige Behandlung dieses Falles wird daher wichtig sein.

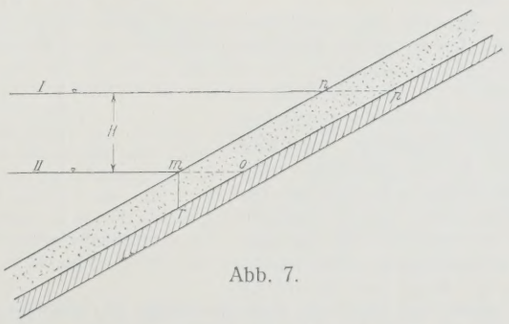


Abb. 7.

In Abb. 4 (besonders dargestellt in Abb. 7) sei für den bisher behandelten Fall der durch eine Deckschicht überlagerten Dichtungsschicht angenommen, daß der Wasserstand von der Höhe I um H bis auf die Wasserstandshöhe II fällt.

Oberhalb des Punktes p bleiben die Druck- und Widerstandsverhältnisse in der meistgefährdeten obersten Grenze der Dichtungsschicht unberührt. Auch links von r ändern sich die Verhältnisse rechnungsmäßig nicht, da für den natürlichen Wassergehalt des Kleibodens der Überdruck des Erdgewichtes über den Auftrieb maßgebend ist und dieser sich nicht ändert.

Auf der Strecke $r\,o\,p$ aber nimmt der Auftrieb infolge des Austauchens der Querschnittsfläche $m\,n\,p\,o$ stark ab, während das Eigengewicht des ausgetauchten Bodens wegen des langsamen Austretens des Wassers aus dem vollgesättigten Deckboden, besonders wenn er aus sehr feinkörnigem Sande besteht, verhältnismäßig groß ist. Der für den Wassergehalt des Bodens maßgebende Druck ist daher (angenähert um ein Wassergewicht gleich dem ausgetauchten Querschnitt $m\,n\,o\,p$) größer geworden als vorher. Der feinporige Tonboden gibt aber so schnell sein Wasser nicht ab und hat daher im ersten Augenblick nach dem Abfallen des Wasserspiegels einen höheren Wassergehalt, als dem höheren Druck entspricht ($n\,w$), und daher einen verhältnismäßig geringeren Schubwiderstand.

Werfen wir dazu einen Blick auf Abb. 2 zurück, so sehen wir, daß beispielsweise einer Druckspannung ν_2 bei natürlichem Wassergehalt ($n\,w$) $= W_2$ eine Schubspannung τ_2 entsprechen würde. Steigt nun die Druckspannung sehr schnell auf ν_3, ohne daß sich der Wassergehalt W_2 gleichzeitig ändert, so steigt die Schubspannung nicht auf τ_3 (die dem natürlichen Wassergehalt entsprechen würde), sondern nur auf [τ], siehe Abb. 2, bei Wassergehalt W_2.

Da nun diese Abhängigkeit des Verhältnisses τ/ν bei bestimmtem Wassergehalt schwer genau festzustellen ist und es außerdem noch schwieriger ist, in jedem Einzelfalle anzugeben, wie schnell sich der Wassergehalt des Bodens unter verändertem Drucke ändert, so ist eine genaue Berechnung nicht gut möglich. Wir berücksichtigen den Einfluß der Abweichung des Wassergehalts vom natürlichen Wassergehalt ($n\,w$) in der Weise, daß wir die größte Schubspannung vorher und nach der Wasserstandsenkung ermitteln und je nach der Schnelligkeit der Wasserstandsänderung einen größeren oder kleineren Teil des Unterschiedes von der für ($n\,w$) ermittelten Schubkraft in Abzug bringen.

Praktisch vereinfacht sich die Rechnung noch dadurch, daß sich das Verhältnis $\mu = \frac{\tau}{\nu}$ bei natürlichem Wassergehalt verhältnismäßig wenig ändert. Wir können daher die Rechnung für die wirklichen Gewichte unter Berücksichtigung des Auftriebes und des Einheitsgewichtes des noch wasserdurchtränkten ausgetauchten Deckbodens in der oben angegebenen Weise (Gleichung 5) durchführen; müssen dann aber auf der Strecke $r\,o\,p$ von dem größten Schubwiderstand (dem zweiten Gliede) $\Sigma\,\mu\,G\cos\varphi$ einen Betrag abziehen $\mu\,(m\,n\,o\,p)\,(\gamma = 1)\cos\varphi$.

Die Vergrößerung der Angriffskraft E (Gleichung 5) ist im Bereiche des wechselnden Wasserstandes gerade deshalb um so ungünstiger, weil der passive Erdwiderstand hier wegen des Wasserauftriebes gleichzeitig stark heruntergeht. Die vielen Böschungseinstürze im Bereiche des wechselnden Wasserstandes lassen sich auf solche Weise leicht begründen und zum Teil rechnerisch verfolgen.

Standsicherheit von Böschungen in plastischen Bodenarten.

Gerade das rechnungsmäßige Erfassen der Wirkung des Wassers im Boden ist der Kernpunkt der neueren Behandlungsweise der Aufgaben des Erddrucks und der Standfestigkeit in plastischen Erdarten. Was nutzt uns alles phrasenhafte Gerede von dem Flüssigwerden des Tones unter Wasser, von dem Entstehen von Gleitflächen und Rutschflächen usw., wenn wir damit keine ganz klaren Begriffe verbinden können, und wenn wir die Zustände nicht zahlenmäßig festlegen kännen.

Dazu sind wir aber z. T. imstande, wie ich an einem einfachen Beispiel klarmachen werde.

In Abb. 8 sei eine Böschung in einem rutschgefährlichen plastischen Bodenmaterial dargestellt. Wir können dabei an die Böschung eines tiefen Eisenbahneinschnittes wie bei Rosengarten oder eines Kanaleinschnittes oder ähnliche Fälle denken.

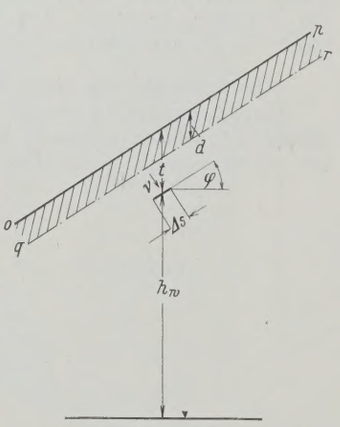


Abb. 8.

Bei genügender Ausdehnung der Böschung $o\,p$ kann man den Druck auf eine parallel zur Böschung liegende Fläche Δs senkrecht annehmen. In der Tiefe t beträgt dann die Normalspannung

(7) $$\eta = \gamma\,t\cos^2\varphi.$$

Der Druck, mit dem die festen Bestandteile des Bodens gegeneinandergepreßt werden, ist aber, wie bereits oben auseinandergesetzt ist,

(8) $$\nu = \gamma\,t\cos^2\varphi \pm h_w$$

— oder $+\,h_w$, je nachdem der offene Wasserstand über oder unter der untersuchten Stelle Δs liegt. Vorausgesetzt ist dabei, daß das Wasser kapillar bis über die Stelle Δs hochgesogen wird und keine anderen Kräfte wirken, die eine Bewegung des Porenwassers hervorrufen, oder mit anderen Worten, daß die Hohlräume vollkommen mit Wasser gefüllt sind und das Porenwasser in Ruhe ist. Wir müssen dabei bedenken, daß die Saughöhe h_w in fetten Bodenarten weit über 10 m betragen kann, ohne daß Hohlraumbildung eintritt oder Luft zutritt, weil ja eben nicht der an die Grenze von rd. 10 m gebundene Atmosphärendruck das Wasser hochdrückt, sondern die unter Umständen weit größere Kapillarkraft.

Wir können nun für diesen Fall die größtmögliche Schubspannung aus Abb. 2 für ein $\nu = \gamma\,t\cos^2\varphi + h_w$ auf der ($n\,w$)-Linie feststellen, z. B. würde für $\nu = \nu_4$ sich $\tau = \tau_4$ (Abb. 2) ergeben, während einem $\eta = \gamma\,t\cos^2\varphi$ beispielsweise $= \nu_2$ nur eine Schubspannung τ_2 entsprechen würde. Der scheinbare Reibungsbeiwert (Reibung und Kohäsion) $\mu = \frac{\tau}{\eta}$ $\left(\text{in der obigen Annahme} = \frac{\tau_4}{\nu_2}\right)$ ist also durch die Kapillarwirkung des Wassers erheblich größer[6]) geworden. Die Wirkung ist um so stärker, je höher der (kapillar mit Wasser gesättigte) Boden über dem offenen Grundwasser liegt, also am größten an der Oberfläche; sie nimmt nach unten mit der Nähe zum offenen Grundwasser ab. Die Gefahr des Rutschens nimmt also mit der Nähe des Grundwassers zu. Diese Tatsache der größeren Rutschgefahr nach unten hin ist wohl allgemein bekannt. Weniger bekannt aber ist es, daß wir sie nach ihrer Größe zahlenmäßig bestimmen können.

Bei den natürlichen Erdböschungen unserer Bauten kommen noch Umstände hinzu, die für den Wassergehalt des Bodens und damit für die Standsicherheit von außerordentlichem Einfluß sind; das sind die Verdunstung des Porenwassers an der Erdoberfläche und die Anfeuchtung durch Regen.

Die Verdunstung wirkt jedenfalls bis zur Schwindgrenze günstig auf die Standfähigkeit des Bodens. Durch die Verdunstung wird der Wassergehalt stark heruntergesetzt und damit der Schubwiderstand bei gleichem Druck stark erhöht. Mit anderen Worten: Der innere Wasserdruck wird so weit durch die Verdunstung heruntergesetzt (negativ), als es der größten Kapillarkraft an der Schwindgrenze des Bodenmaterials entspricht. Weiter kann die Kapillarkraft den Wasserdruck nicht heruntersetzen. Oberhalb dieser Schwindgrenze tritt Luft in den Boden; z. T. bekommt er auch Trockenrisse.

In Abb. 8 möge die Schwindgrenze in der Höhe der Fläche q—r liegen. Dann können wir in dieser Fläche den negativen Wasserdruck bestimmen und auch die größtmögliche Schubkraft dafür feststellen, wenn die Untersuchungen des Bodens soweit (bis zur Schwindgrenze) ausgedehnt sind. Für unsere praktischen Zwecke der Standsicherheitsberechnung ist es nicht erforderlich. Es genügt zu wissen, daß diese Kapillarkraft bei fetten Böden außerordentlich groß sein und damit die Schubfestigkeit der Böden infolge der Verdunstung sehr stark zunehmen kann. Wir brauchen uns daher nicht zu wundern, daß gerade diese rutschgefährlichen Böden unter Umständen bis zu größter Höhe steil anstehen. Wir kennen den Grund und können die Standsicherheit unter verschiedenen Verhältnissen, z. T. rechnerisch genau verfolgen.

Eine Folge der Verdunstung ist auch eine Bewegung des Porenwassers von dem (offenen) Grundwasser nach der Erdoberfläche und damit eine noch stärkere Änderung des Wassergehaltes und des Wasserdruckes nach der Oberfläche zu, entsprechend dem Reibungsgefälle[7]) des Porenwassers.

Ungünstig dagegen wird die Standfestigkeit beeinflußt durch Anfeuchtung infolge von Regen usw. Bei Wasserzutritt von oben kehrt sich das Gefälle des Porenwassers z. T. um. Das eindringende Wasser erhöht von oben aus vordringend den Wassergehalt, treibt dadurch die festen Bodenbestandteile auseinander und bringt den Boden zum Quellen. Damit ist umgekehrt eine Herabsetzung der Festigkeitseigenschaften des Bodens verbunden. Nur ist es hier schwer, den Grad der Durchfeuchtung und damit die Stärke des Einflusses anzugeben, und wir müssen uns auf Schätzungen verlassen.

Möglich ist es, daß eine kurze Zeit lang und stellenweise freies Regenwasser an der Oberfläche steht. Dann ist hier die für die Festigkeit maßgebende Spannung ν an der Oberfläche $= 0$ und unter der Oberfläche nicht mehr $\nu = \gamma\,t\cos^2\varphi + h_w$, sondern sie nähert sich je nach der Schnelligkeit der Verteilung des Porenwassers der Größe $\nu = \gamma\,t\cos^2\varphi$, und damit wird die Standfestigkeit geringer. Kleine Abrutschungen an

[6]) In diesem Falle stimmt also die Auffassung von Prof. Buisman (vergl. Anm. 5) zufällig, daß durch die Kapillarkräfte des Wassers die festen Bodenbestandteile zusammengezogen werden.

[7]) Terzaghi spricht in solchen Fällen von „dynamischem Wasserdruck“. Der Ausdruck ist etwas ungeschickt gewählt, da es sich an jeder Stelle nur um Reibungsgefälle und nicht um Geschwindigkeitsumsetzung handelt.

der Oberfläche können die Folge der vorübergehenden Regenanfeuchtung sein.

Ja, es ist sogar möglich, daß das in Spalten und Trockenrissen gelegentlich tiefer eindringende Regenwasser zeitweilig, bis es sich verteilt hat, unter einem gewissen Überdruck steht, so daß der Wassergehalt noch größer wird, als dem Materialdruck $\nu = \gamma t \cos^2\varphi$ entspricht, und der Schubwiderstand auch in größerer Tiefe geringer wird.

Ich möchte glauben, daß neben dem Eindringen des Regenwassers in das Planum auch ein Eindringen und Einsickern in die Spalten und Trockenrisse der Böschungen bei Rosengarten die großen Rutschungen mitverursacht hat, auch wenn es nicht besonders bemerkt ist. Denn der Ton selbst ist dort gar nicht so besonders schlecht, wie die Untersuchung ergeben hat, sondern würde auch bei vollem natürlichen Wassergehalt noch in einer Böschung 1 : 4 (bis 1 : 3) stehen, bei dem meist vorhandenen geringeren Wassergehalt aber noch erheblich steiler.

Fließende Bodenarten.

Ganz anders wirkt das Wasser bei fließenden Bodenarten, die meist unter dem Namen „Triebsand" oder „Fließsand" gehen. Bei ihnen ändert sich der Wassergehalt nicht, jedenfalls nicht wesentlich, mit dem Druck. Die festen Bestandteile behalten also, abgesehen von den durch den Druck zuweilen herbeigeführten nicht ohne weiteres bei Entlastung rückgängigen[8]) Strukturveränderungen, ihre gegenseitigen Entfernungen voneinander, und der größere oder geringere Wassergehalt beeinflußt daher nicht in der Weise wie bei plastischen Bodenarten den Schubwiderstand. Der Schubwiderstand ist im allgemeinen verhältnismäßig groß und dem Druck verhältnisgleich (50 bis 70%).

Nur wenn der Boden aus irgend einer Ursache mit Porenwasser übersättigt ist, dann tritt ein plötzliches Heruntergehen der Schubkraft auf Null ein. Der Boden fließt, und er wirkt auch in diesem Zustande als Flüssigkeit.

Selbst bei gröberen Sanden ist der Zustand des Fließens zeitweilig möglich, wenn sie beispielsweise unter Druck aufgewirbelt werden. Man bezeichnet sie aber nicht als fließende Bodenarten, weil das Fließen sofort aufhört, wenn das Druckgefälle nachläßt.

Bei ganz feinkörnigen Sanden aber, die dem Wasseraustritt wegen der Feinheit der Poren großen Widerstand entgegensetzen, kann der Fließzustand länger dauern, bis so viel Wasser ausgetreten ist, daß die einzelnen Sandkörner sich wieder berühren. Man darf annehmen, daß bei übersättigtem Wassergehalt die einzelnen Sandkörnchen im Wasser schwimmen, und in diesem Zustande sind die fließenden Bodenarten ganz oder stellenweise als Flüssigkeiten zu betrachten. Abgelagert und nach Austritt des überschüssigen Porenwassers zeigen sich dieselben Bodenarten als völlig standsicher.

Ein Boden ist also nicht an sich ein Fließboden, sondern er kann nur unter ungünstigen Umständen dazu werden. Als Ursache der Erzeugung des Fließzustandes können alle Umstände in Betracht kommen, die eine zeitliche oder örtliche Übersättigung mit Wasser hervorrufen, wie z. B. aus benachbarten Schichten ausfließendes Grundwasser, das in der zum Fließen neigenden Bodenart ein stärkeres Druckgefälle hervorruft. Ebenfalls kann eine durch Erschütterung hervorgerufene Umlagerung[9]) der Sandteilchen eine dichtere Lagerung und damit eine Übersättigung des benachbarten Bodens durch das überschüssigwerdende Wasser hervorrufen. Eine solche Übersättigung ist um so leichter möglich, weil die feinen zum Fließen neigenden Bodenarten das Wasser durch Kapillarkraft lange halten und daher meist vollgesättigt sind.

Vorbedingung für das Fließen ist natürlich immer die Möglichkeit des Austritts des Bodens; solange sie in anderen, besonders gröberen Bodenarten eingebettet sind, sind sie nicht gefährlich.

Die Beurteilung der fließenden Bodenarten hat sich daher zwar in erster Linie auf ihre Geneigtheit[10]) zum Fließen zu erstrecken, hat dann aber in der Hauptsache zu ermitteln, ob Ursachen vorhanden sind, die den Boden wirklich zum Fließen bringen können.

Äußerlich können beide, die rutschgefährlichen und die fließenden Bodenarten, den Einsturz von Böschungen und Bauwerken hervorrufen; in der Art ihrer Wirkung sind sie aber grundverschieden, und sie sind daher in ganz verschiedener Weise zu untersuchen.

[8]) Bei den meisten im Wasser plastischen Bodenarten wird bei längerer Druckbelastung auch unter Wasser ein bestimmter Teil des Porenwassers herausgepreßt. Bei längerer Entlastung (unter Wasser) tritt das Porenwasser wieder in den Boden zurück und treibt die Bodenteilchen so weit auseinander, wie es dem noch vorhandenen Druck entspricht. Oder man kann sich auch vorstellen, daß die Bodenteilchen elastisch bei nachgebendem Druck auseinanderfedern und nun das Porenwasser in der gleichen Weise zurücksaugen. Die Kapillarkraft spielt ganz unter Wasser keine Rolle, da sie allseitig wirkt. Bei nicht plastischen Bodenarten tritt ein solches Aus- und Eintreten des Wassers bei Druckänderungen im allgemeinen nicht ein.

[9]) In dieser Beziehung möge auf die sehr anschauliche Darstellung von Dr.-Ing. J. Versluys, „Loopsand en drijfzand" in der Zeitschrift De Ingenieur 1926, Nr. 29, verwiesen werden.

[10]) Auch die Untersuchung der Geneigtheit der Bodenarten zum Fließen hat die Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, in ihr Arbeitsprogramm aufgenommen.

Alle Rechte vorbehalten.

Einbau einer Hubbrücke ohne Störung des Betriebes.

Die seit etwa 50 Jahren den Eisenbahnverkehr über den Königshafen von Rotterdam vermittelnde zweigleisige Eisenfachwerkbrücke mit einer 56 m langen zweiarmigen Drehbrücke zwischen zwei festen Überbauten von je 80 m Spannweite (Abb. 1) genügte dem schnell anwachsenden Verkehr längst nicht mehr. Nachdem die Brücke im November 1918

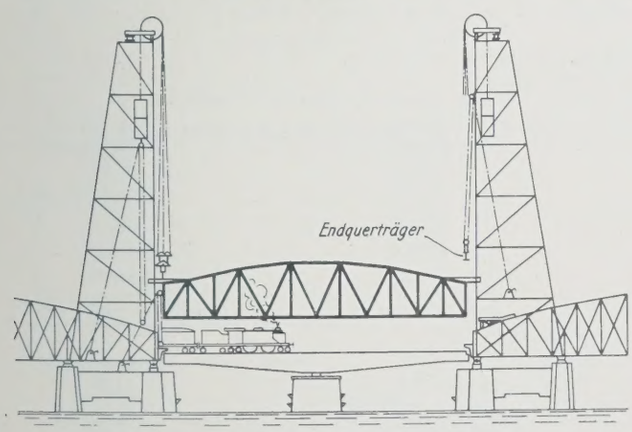


Abb. 1.

durch Anfahren eines Dampfers schwer beschädigt worden war, beschloß man daher ihre vollständige Erneuerung. Die dabei vorhandenen Möglichkeiten bestanden nach der in „De Ingenieur" 1927, Heft 6, gebrachten Wiedergabe der von P. Joosting am 26. September und 22. Oktober 1926 gehaltenen Vorträge einmal in der Herstellung einer festen Brücke, deren Unterkante dann ebenso hoch wie die der stromauf vorhandenen Brücken liegen mußte; die Fahrbahn war in diesem Falle um etwa 3 m zu heben. Zweitens kam in Frage, die alte Drehbrücke durch eine andere bewegliche Bauart — jedoch ohne mittleren Drehpfeiler — zu ersetzen, deren Unterkante in gleicher Höhe wie bei den Nachbaröffnungen zu legen war und die gegenüber der Drehbrücke einen schnelleren Betrieb gestattete. Eine weitere Möglichkeit bei dieser zweiten Lösung war außerdem die Höherlegung der Fahrbahn wie beim ersten Vorschlage.

Nachdem das Wasserbauministerium zunächst die Ausführung nach Lösung 2 mit für später in Betracht gezogener Erhöhung veranlaßt hatte, wurde noch nach Inangriffnahme der Arbeiten eine sofortige Erhöhung um 1 m beschlossen. Dadurch verringerten sich einerseits die Kosten beträchtlich, anderseits genügte schon diese Erhöhung der Durchfahrt für die weitaus meisten Fahrzeuge.

Die Arbeiten wurden in fünf Losen vergeben, von denen das erste die Unterbauten, das zweite die Verstärkung der festen Überbauten, Los 3 die eigentliche Hubbrücke einschließlich der Türme, Los 4 die Entfernung der alten Drehbrücke (ohne Transport nach Dordrecht) und den Einbau in eine dortige Drehbrücke, Los 5 endlich die Abbruch- und Aufräumungsarbeiten für den alten Drehpfeiler umfaßte. Das vorteilhafteste Angebot ging von der Gutehoffnungshütte A.-G. in Oberhausen in Verbindung mit der Holländischen Gesellschaft für Eisenbetonausführungen in 's-Gravenhage ein, die auch den Zuschlag für den Gesamtauftrag erhielten.

Gemäß Los 1 mußten zunächst beiderseits der bisherigen Drehbrücke die Unterbauten für die Hubtürme geschaffen werden. Da die vorhandenen festen Überbauten für die Aufnahme der Türme nicht genügend verstärkt werden konnten, mußten die neuen Unterbauten um die ersteren herumgebaut werden.

Die Auflager der vorderen senkrechten Stützen der Türme wurden unmittelbar neben die der alten Überbauten auf die alten Pfeiler gesetzt. Für die hinteren schrägen Stützen waren neue Pfeiler hinter die ersteren zu bauen und — da sich bei den letzteren Bewegungserscheinungen gezeigt hatten — mit ihnen zu einem festen Ganzen zu verankern. Dazu waren die alten Pfeilerköpfe bis etwa auf Wasserlinie neben den alten Auflagern abzubrechen und zur Aufnahme der neuen Turmauflager neu aufzumauern.

Ferner mußten zu diesem Zweck die festen Überbauten zeitweise entlastet werden, was sich einfach durch Abstützung auf die neuen, für die hinteren Turmstreben gebauten Pfeiler ermöglichen ließ. In Verbindung damit entschloß man sich, angesichts der bereits erwähnten Bewegungserscheinungen der alten Pfeiler, deren Last möglichst zu verringern und die alten festen Überbauten dauernd auf den neuen Pfeilern

aufzulagern, die zu diesem Zweck verbreitert wurden. Dank dieser Maßregel wurde die Beanspruchung der alten Pfeiler trotz der zweifachen Last der Hubtürme und des neuen Überbaues gegenüber der bisherigen nur wenig vergrößert. Ein weiterer Vorteil dieser Anordnung war die günstigere Beanspruchung der seitlichen Überbauten infolge der Verringerung der Stützweite um rd. 16,60 m, wodurch diese Überbauten um so leichter zur Aufnahme größerer Betriebslasten verstärkt werden konnten.

Die alten Pfeiler bestanden aus einem zwischen Spundwänden geschütteten Betonkörper. Da jedoch das Rammen einer Spundwand unter den festen Überbauten schlecht durchführbar war, entschloß man sich zur Gründung der neuen Pfeiler auf je zwei Senkbrunnen, die mit ihrer Oberkante auf etwa NW liegen und Aufbauten von Beton erhalten sollten, die miteinander und mit den alten Pfeilern durch schwere Eisenbetonbalken zu verbinden waren. Die Brunnen bestehen nach Abb. 2 und 3 aus einem Doppelzylinder, dessen äußere und innere Wandung aus Eisenbeton sind. Die im Entwurf ursprünglich vorgesehenen Verbindungsschotten zwischen beiden Wandungen kamen auf Vorschlag der die Gründung ausführenden Unternehmung in Fortfall, wodurch zwar die Außenwand etwas stärker, dagegen die Schwimmfähigkeit gesteigert und vor allem die Einschalung erleichtert wurde. Jeder der vier Brunnen hatte einen Außendurchmesser von 8 m und eine Höhe von 10 m. Sie wurden auf einem Gelände am Waalhaven[1]) für die Außenwände mit eiserner, sonst in hölzerner Schalung unter Verwendung von schnellerhärtendem Dyckerhoff-Doppelzement in etwa sechs Wochen hergestellt. Die Brunnen wurden durch Schlepper an Ort und Stelle geschafft und, nachdem der Boden von altem Geröll und Strauchwerk freigebaggert war, durch allmähliches Einlassen von Wasser in den Zwischenraum zwischen den Wandungen abgesenkt. Gleichzeitig wurde der Innenraum ausgebaggert. Zur Vermeidung von Strömungen unter Brunnenunterkante wurden die Wasserspiegel innerhalb und außerhalb des Brunnens stets auf gleicher Höhe gehalten.

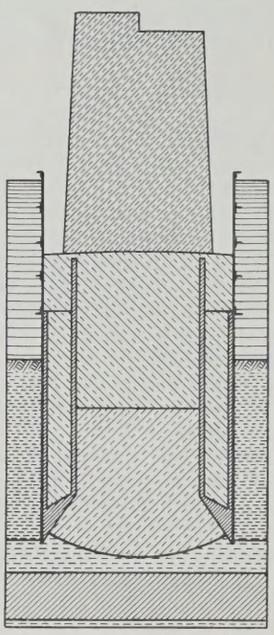


Abb. 2.

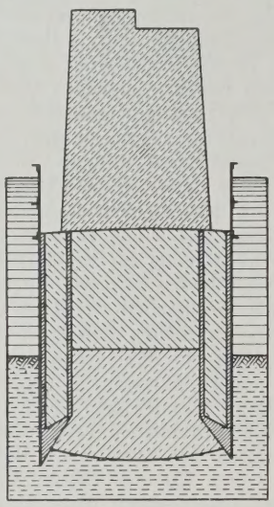


Abb. 3.

Bei der Ausführung stellte sich heraus, daß der Untergrund teilweise den Annahmen nicht entsprach, und daß tragfähiger Baugrund sich erst in erheblich größerer Tiefe vorfand, als angenommen war. Nach Abb. 2 wurden deshalb die beiden südlichen Brunnen etwa 4 m tiefer als die beiden andern abgesenkt und durch Aufsetzen eines Eisenbetonringes auf die innere Brunnenwandung um 2 m erhöht (Abb. 2 links). Diese Maßnahmen haben sich bewährt. Anfängliche Sackungen kamen nach einiger Zeit völlig zum Stillstande, worauf man zur Herstellung der Verbindung mit den alten Pfeilern gehen konnte. Nach dem Vorschlage der ausführenden Firma konnten die erheblichen Kosten der Schalung für die 4,5 m hohen Eisenbetonträger dadurch erspart werden, daß man Eisenbetonkasten verwendete, die auf dem Werkplatz hergestellt, fertig zur Baustelle geliefert, mittels Schwimmkranes in Aussparungen der Pfeiler versetzt und später ausbetoniert wurden. Abb. 4 zeigt die Verbindungen der neuen Pfeiler untereinander und mit dem alten Pfeiler.

Die Verstärkungsarbeiten nach Los 2 boten nichts besonderes. Bei Ausführung von Los 3 wurden von den Hubtürmen die untersten drei Fache mit Hilfe eines Schwimmkranes zusammengesetzt, nachdem die einzelnen bis zu 20 m langen und 30 t schweren Teile mit der Bahn am Kai angeliefert waren. Der Kran war jedoch für den Zusammenbau der oberen Turmfelder nicht hoch genug, weshalb ein Spezialdrehkran auf-

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 6.

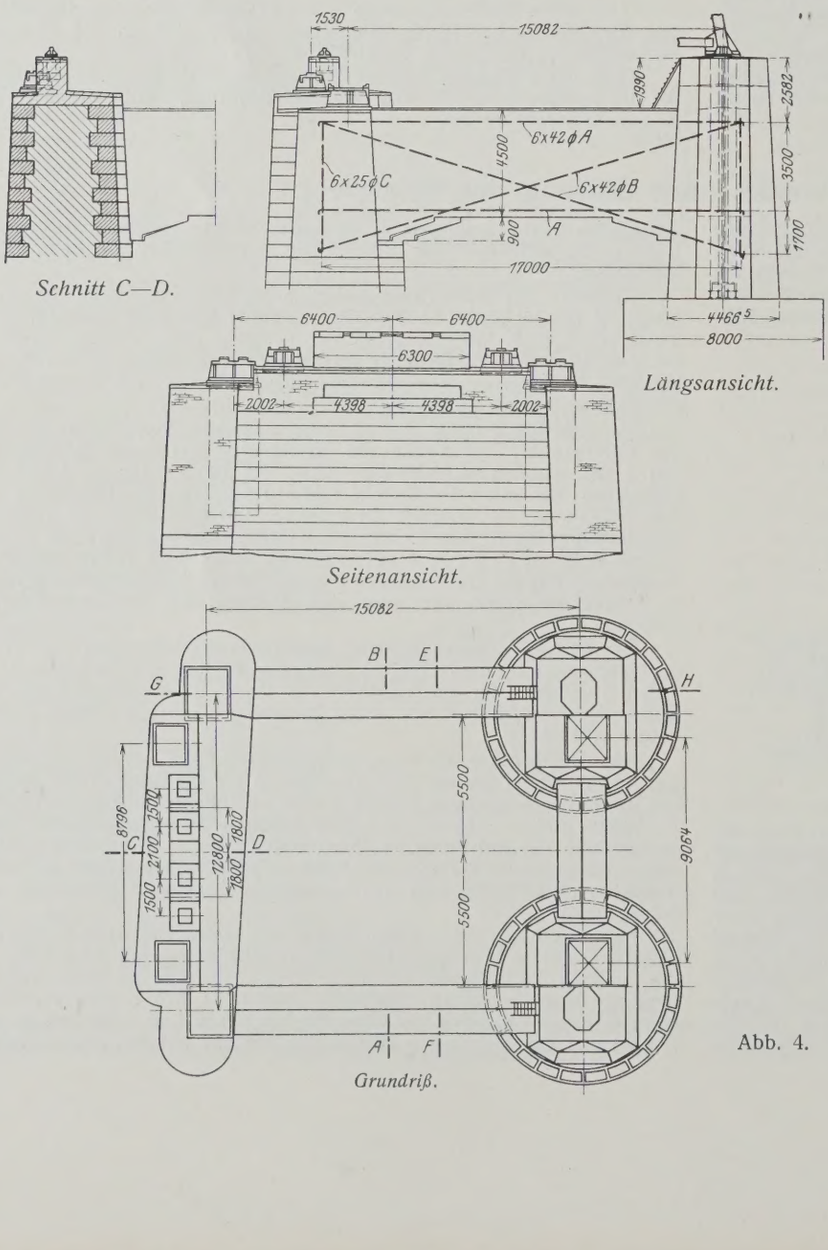


Abb. 4.

Abb. 5.

Abb. 6.

gestellt wurde (Abb. 5), mit dem die oberen Felder in kurzer Zeit zusammengebaut wurden.

Die Hubhöhe in der neuen Mittelöffnung beträgt jetzt 41 m, die gegebenenfalls später auf 53 m erhöht werden soll. Der Überbau ist an 48 Kabeln von 40 mm Durchm. aufgehängt, die über 8 Kabelräder laufen. Die Hubvorrichtung ist im südlichen Turm eingebaut und hat elektrischen Antrieb (Abb. 1).

Entgegen dem von der Behörde ursprünglich in Aussicht genommenen Arbeitsplan wurden Anlieferung, Zusammenbau und Einbringung der Hubbrücke nach den Vorschlägen der Gutehoffnungshütte in folgender Weise ausgeführt: Die beiden Hauptträger wurden auf dem Werkplatz der Firma in Walsum zusammengesetzt und auf dem Wasserwege nach Rotterdam geschafft. Dort wurde dann in einer Nacht von Sonntag auf Montag — zur Zeit des geringsten Verkehrs — der westliche Hauptträger durch zwei Schwimmkrane auf zwei an den Endständen der beiden festen Überbauten zu diesem Zweck angebrachte Konsolen aufgesetzt und gegen Kippen gesichert. Am nächsten Tage brachte man den östlichen Hauptträger in gleicher Weise ein und schloß ihn durch die oberen Querriegel und den Windverband an den westlichen an. Ferner wurden die oberen Querriegel des Endportals angeschlossen, die Gleitrollen befestigt und das ganze Tragwerk in die Hubkabel eingehängt, alsdann die Gegengewichte mit dem Trägergewicht in genaue Übereinstimmung gebracht und der Träger mit Hilfe von Tauen und Winden 5 m hochgewunden, um die noch fehlenden Endquerträger einbauen zu können. Zum Schluß wurden die Gewichte ganz heruntergelassen, das Tragwerk also ganz hochgezogen, in dieser Lage die Fahrbahn hergestellt und die sonstigen zur Vollendung der Brücke noch erforderlichen Arbeiten ausgeführt, gleichzeitig nach und nach mit fortschreitender Vollendung die Gegengewichte zur Erzielung völligen Gleichgewichts beschwert und die neue Hubbrücke betriebsfähig gemacht (Abb. 6).

Alle Rechte vorbehalten.

Modellversuche für die Hochwasserabführung am Limmatkraftwerk Wettingen der Stadt Zürich.

Die Stadt Zürich beabsichtigt in der Limmat bei Wettingen den Bau einer Wasserkraftanlage. Durch ein Stauwehr soll die Limmat um etwa 20 m über Flußsohle angestaut werden. Die Flußsohle an der Sperrstelle wird aus Süßwassermolasse mit unbedeutender Kiesüberlagerung gebildet. Bei Hochwasser muß über das Stauwehr eine Wassermenge von höchstens 750 m³/Sek. ohne Überschreitung des Stauzieles abfließen können. Da der Querschnitt des Tales nur eine lichte Weite der erforderlichen Wehröffnungen von 45 bis 50 m zuläßt, gehen im äußersten Falle bis zu 17 m³/Sek. durch 1 m Wehröffnung. Dabei beträgt das Gefälle zwischen Ober- und Unterwasser 16 m und die Energie des über das Wehr fließenden Wassers für 1 m Wehröffnung also 240 000 kgm/Sek.

Zur Erlangung von Bauentwürfen hat die Stadt Zürich im Januar 1926 einen Ideenwettbewerb veranstaltet[1]). Vor der endgültigen Beurteilung der eingegangenen Vorschläge für die Wehranlage hat sie in Anbetracht der außergewöhnlichen Hochwasserverhältnisse Modellversuche anstellen lassen, deren Ergebnisse[2]) von allgemeinem Wert sind. Die Versuche

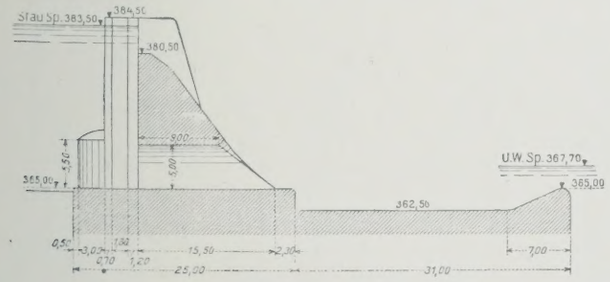


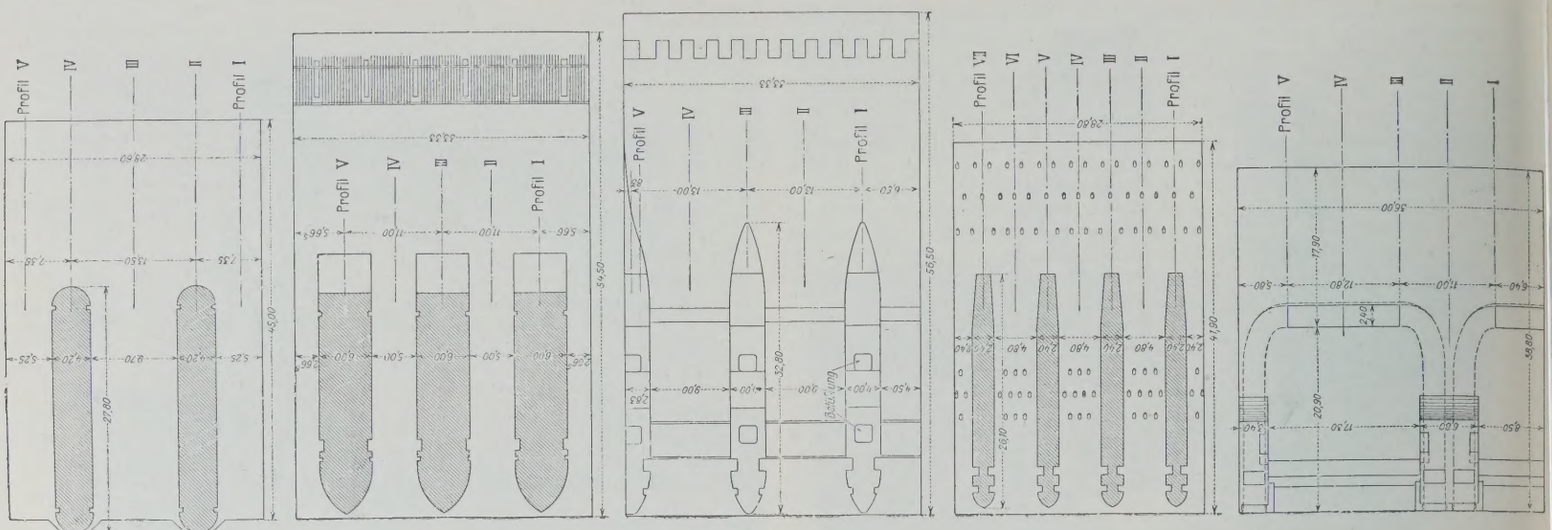
Abb. 1.

wurden in einem einstweilig hergerichteten Meßkanal von 19 m Länge, 1 m Breite und 1,3 m Tiefe in der Eidgenössischen Technischen Hochschule mit einem Modellmaßstabe von etwa 1 : 30 ausgeführt. Nach Vorversuchen mit einem dem Konzessionsentwurf von Locher & Co. nachgebildeten Modell (Abb. 1) wurden die Lösungen ausgeschieden, die nicht ein Zusammenarbeiten von Grundablässen mit Überfällen vorsahen, weil sich nur bei dem kombinierten Zufluß die Deckwalze im Tosbecken bildete, die durch ihren Energieverbrauch ein günstigeres Kolkbild im Unterwasser zur Folge hat. Ferner wurden mit Rücksicht auf die Geschiebeführung alle Vorschläge mit einer Ausnahme zurückgestellt, die nicht genügend große und tiefliegende Grundablässe aufwiesen. Aus dieser Vorauslese blieben fünf Vorschläge übrig, mit denen Vergleichsversuche angestellt wurden (Abb. 2).

Die ersten drei Vorschläge sahen zu tiefen Tosbecken ausgebildete Sturzböden vor, in die das Wasser aus den Grundablässen und über den Überfallrücken des Wehres zuströmt. Das tiefliegende Tosbecken gestattet die Ausbildung einer mächtigen Deckwalze, die durch den Überfallstrahl in zwei Teile zerschnitten wird. Bei dem vierten Vorschlag ist statt des freien Überfalls ein Saugüberfall gewählt, durch den der Ausflußstrahl fast unter rechtem Winkel mit dem Grundablaßstrahl zusammenstößt. Die Schwelle des Sturzbodens liegt hoch, ein Tosbecken ist nicht vorhanden. Der fünfte Vorschlag weist zwei kleine Grundablaßrohre je Wehröffnung auf, die durch Krümmer abgedreht sind und unmittelbar aufeinanderstoßen. In den durch den Anprall hoch aufsteigenden Schwall fällt als dritter Strom das Wasser des freien Überfalls ein. Die Sturzbodenlänge ist gering. Ein Tosbecken fehlt. Die kolkverhindernde Wirkung der letzten Anordnung war am besten, die der vierten am schlechtesten, weil sich hier eine Deckwalze nicht bildete. Aus praktischen Gründen, Bedenken bezüglich der Lebensdauer der Krümmer, großer Geräuschentwicklung und weil eine Absenkung der Limmat bei diesem Entwurf ausgeschlossen erscheint, wurde die fünfte Lösung fallengelassen, so daß nunmehr die ersten drei in nähere Wahl traten. Von diesen, die sich im wesentlichen nur durch die Ausbildung des Überfallrückens und des Tosbeckens und die Verteilung des Wasserzuflusses auf Überfall und Grundablaß unterscheiden, wurde die dritte Lösung mit dem längsten Tosbecken wegen größerer Kolkbildung und ungenügender Ausnutzung des Tosbeckens — es bildete sich im Tosbecken eine Grundwalze — ausgeschieden und von den anderen beiden Lösungen, die sich hydraulisch ziemlich gleichwertig zeigten, die konstruktiv einfachere gewählt, nachdem Versuche auch mit 500 und 300 m³/Sek. zufriedenstellende Ergebnisse gezeitigt hatten. In Abb. 3 ist dargestellt in einer der vorgesehenen fünf Öffnungen von je 9,70 m Lichtweite die auf Grund weiterer umfangreicher Modellversuche verbesserte, endgültig vorgeschlagene Wehrform.

Besondere Untersuchungen sind über die Stabilität der Deckwalze angestellt worden, indem gemessen wurde, um wieviel der Unterwasserstand abgesenkt werden muß, damit die Deckwalze fortgeschwemmt wird. Zwischen dem Unterwasserstand, bei dem die Deckwalze mit Sicherheit besteht, und dem, bei dem sie weggespült wird, zeigte sich ein erheblicher

[1]) Vergl. Schweizer Bauzeitung vom 25. September 1926, S. 190.
[2]) Vergl. Schweizer Bauzeitung vom 21. und 28. Mai 1927, S. 275 ff.


Profil V
IV
III
II
Profil I
Profil VI
I

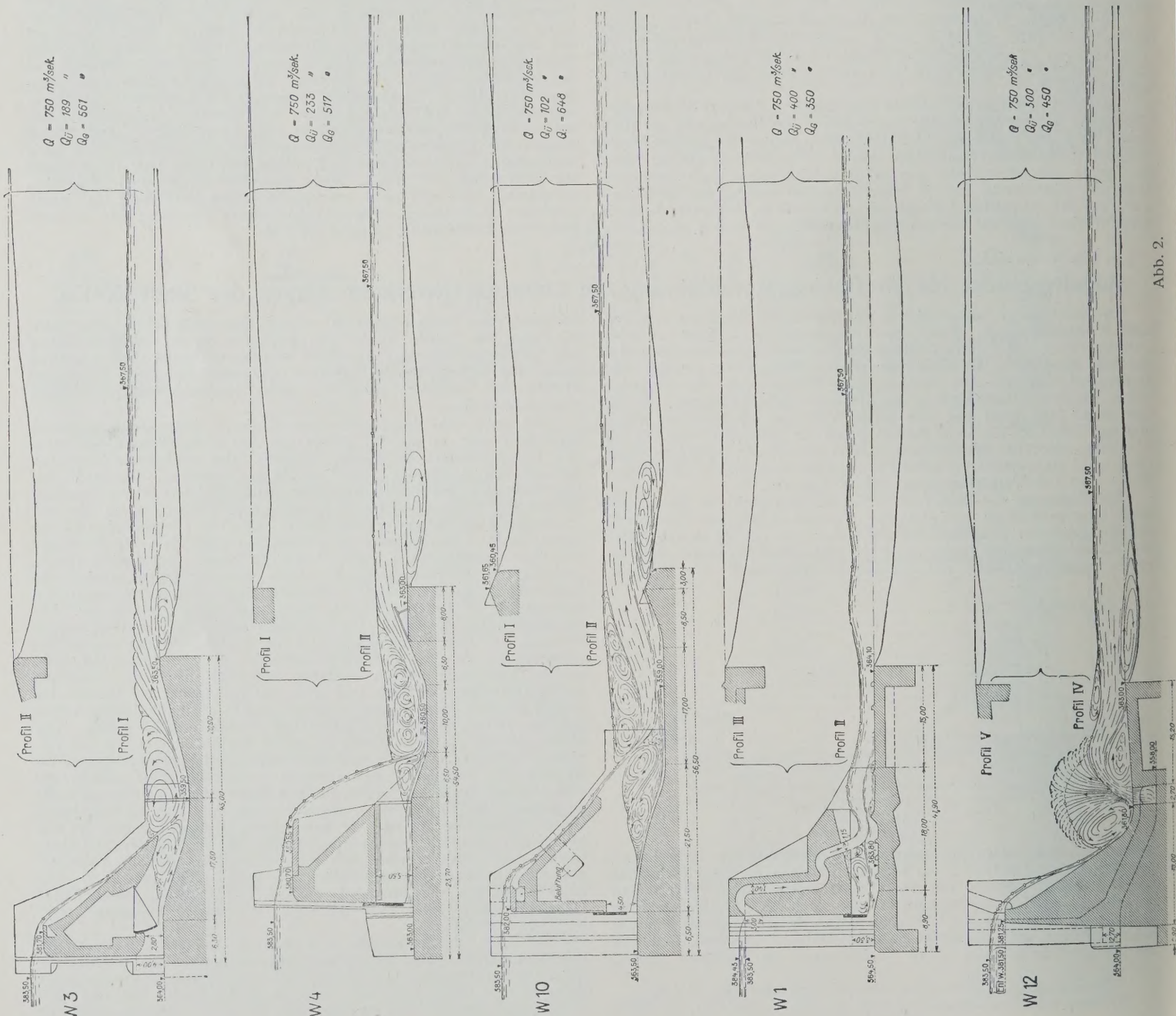

Q = 750 m³/sek.
Qü = 189 "
QG = 561 "
Profil II
Profil I
W 3
Q = 750 m³/sek.
Qü = 233 "
QG = 517 "
Profil I
Profil II
W 4
Q = 750 m³/sek.
Qü = 102 "
QG = 648 "
Profil I
Profil II
W 10
Q = 750 m³/sek.
Qü = 400 "
QG = 350 "
Profil III
Profil II
W 1
Q = 750 m³/sek.
Qü = 500 "
QG = 450 "
Profil V
Profil IV
W 12

Abb. 2.

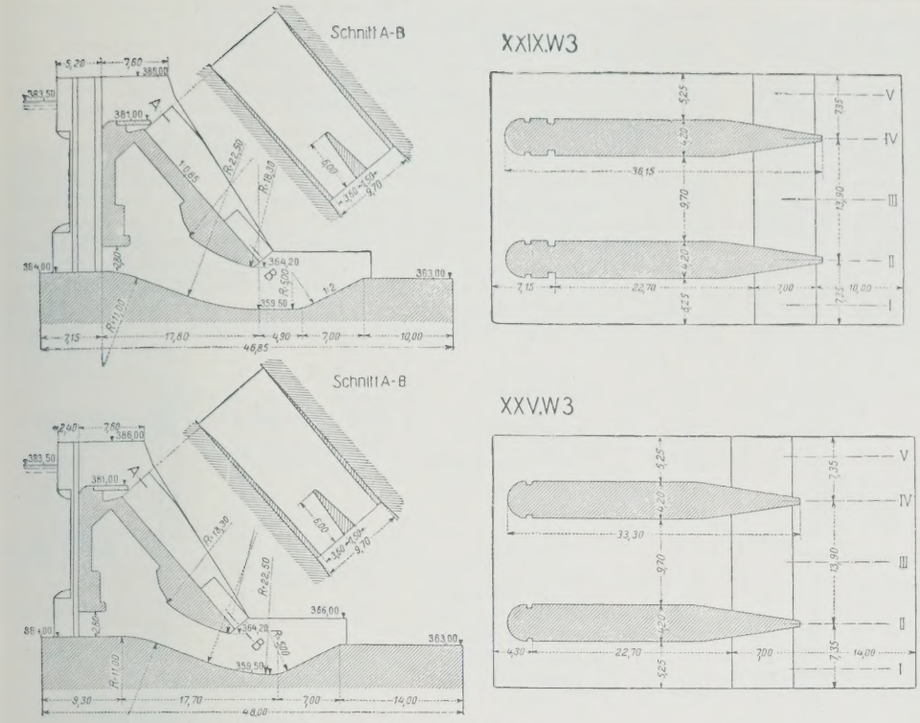


Abb. 3.

Unterschied. Es besteht also eine ausgesprochene Labilitätszone. Die Untersuchungen führten zu dem für den praktischen Betrieb wichtigen Ergebnis, daß eine stärkere Beanspruchung einzelner Öffnungen bei niedrigen Unterwasserständen die Ursache zum Wegschwemmen der Deckwalze und damit großer Kolke sein kann, und zwar schon bei verhältnismäßig geringer Ungleichmäßigkeit der Beanspruchung.

Ein weiteres wichtiges Ergebnis der Versuche ist der Nachweis eines gegenseitigen Zusammenhangs zwischen Gestalt und Aussehen der Wasseroberfläche und dem Relief der darunter liegenden Sohle. Im Oberwasser hebt sich vor den Pfeilerköpfen der Wasserspiegel, dem in der Sohle, durch dreidimensionale Querströmung verursacht, ein Kolk entspricht, falls sich nicht die Grundplatte des Wehres zum Schutz der Sohle gegen diesen Angriff weit genug stromaufwärts erstreckt. Im Unterwasser zeigt sich, wenn auf dem Abfallrücken des Überfalls die Seitenwände nicht, wie in Abb. 3 dargestellt, keilförmig zusammengerückt und eine keilförmige Mittelschwelle nicht angeordnet ist, in der Verlängerung der Pfeiler eine ruhige Oberflächenzone mit Schaumbändern, während in der Verlängerung der Wehröffnung sich aufquellende Wirbel zeigen, von denen aus das Wasser radial nach allen Seiten abfließt. Auch hier sind dreidimensionale Grundströme vorhanden, die in der Sohle unter der ruhigen Oberflächenzone Kolke erzeugen. Durch die im Vorschlag vorgesehenen keilförmigen Verjüngungen des Abfallrückens wird eine Verdopplung und günstigere Verteilung der Ruhe- und Wirbelzone erreicht und damit ein viel ausgeglicheneres Sohlenrelief.

Nach den Vorschlägen für die Ausführung sollen von einem Hochwasser von 750 m³/Sek. 318 m³/Sek. durch die Überfälle und 432 m³/Sek. durch die Grundablässe abgeleitet werden. Versuche, bei denen nur die Überfälle mit 318 bezw. nur die Grundablässe mit 432 m³/Sek. in Tätigkeit waren, zeigten annähernd die gleiche Kolktiefe wie bei dem Abfluß beider Wassermengen zusammen. Die Teilwassermengen zeitigten das umgekehrte Oberflächen- und Kolkbild wie der Gesamtabfluß. Gr.

Alle Rechte vorbehalten.

Von der bayerischen Zugspitzbahn.

Der nahezu 20 Jahre währende Kampf um das Zustandekommen einer bayerischen Zugspitzbahn[1]) ist seit Ende Mai d. J. dadurch in einen neuen Abschnitt eingetreten, daß das Ende 1926 gebildete Konsortium erster Münchener Banken die verschiedenen vorliegenden Entwürfe hat technisch prüfen und gleichzeitig die Möglichkeit einer Finanzierung bearbeiten lassen. Dieses Bankenkonsortium ist nunmehr zu dem Ergebnis gekommen, daß unter den für die Zugspitze gegebenen Verhältnissen grundsätzlich eine Standbahn vom Bahnhof Garmisch-Partenkirchen über den Eibsee bis zum Zugspitzgipfel den Vorzug vor den geplanten Seilschwebebahnen verdiene und daß unter den bearbeiteten Standbahnentwürfen der Entwurf von Ing. H. H. Peter in Zürich zu wählen sei, der für die Strecke vom Bahnhof Garmisch-Partenkirchen über die Talstation der Kreuzeckbahn und Hammersbach (Höllentalklamm) bis zum Eibsee eine reine Reibungsbahn und für die Bergstrecke vom Eibsee über das Platt zum Zugspitzgipfel eine Standseilbahn vorsieht. Demgemäß hat sich das Bankenkonsortium bereit erklärt, den Entwurf Peter zu finanzieren, wenn die beteiligten staatlichen und kommunalen Stellen ihn angemessen unterstützen. Da somit die Er-

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 34, S. 463, Entwurf Cathrein.

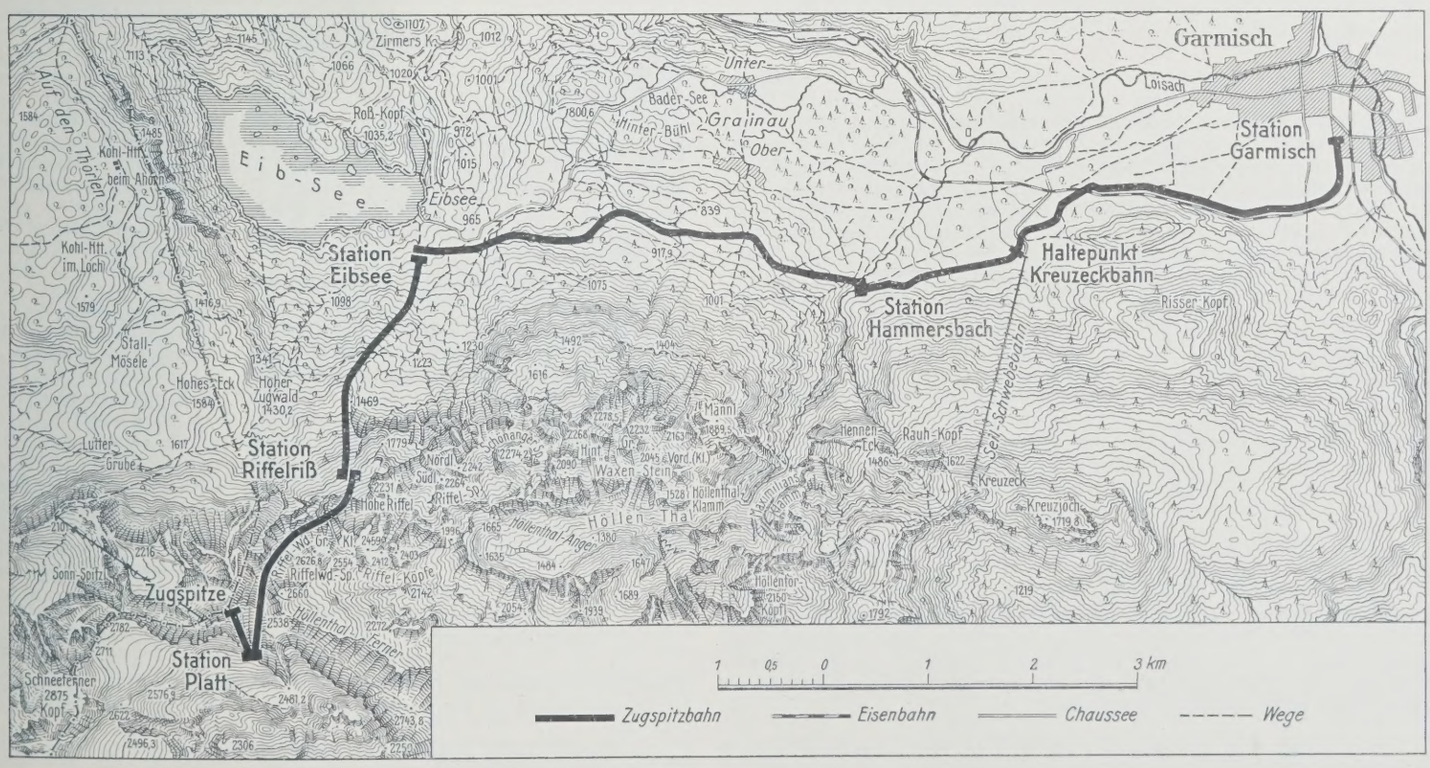


Abb. 1. Übersichtskarte des Zugspitzgebietes.

bauung der Bayerischen Zugspitzbahn nahegerückt ist, so dürften folgende Mitteilungen von Wert sein, die wir zum Teil der Denkschrift des Bankenkonsortiums entnehmen.

Der Bahnhof Garmisch-Partenkirchen (Abb. 1) liegt auf Höhe 705,50 m ü. M., der Eibsee auf 973,40 m ü. M. und der Zugspitzgipfel auf 2964 m ü. M. Die Entfernung von Garmisch-Partenkirchen bis zum Eibsee beträgt in der Luftlinie gemessen rd. 8500 m bei 300 m Höhenunterschied. Die Entfernung Eibsee—Zugspitzgipfel mißt in der Luftlinie rd. 4000 m bei rd. 2000 m Höhenunterschied (Abb. 2). Hieraus ergibt sich von selbst eine Zweiteilung der Zugspitzbahn: die Talstrecke zwischen Garmisch und dem Eibsee und die Bergstrecke zwischen dem Eibsee und dem Zugspitzgipfel. Die Talstrecke Garmisch—Eibsee läßt sich ohne weitere Schwierigkeiten als reine Reibungsbahn ausbilden. Für den Bahnbau auf der Bergstrecke dagegen sind verschiedene Systeme möglich. Die bis zu der am 31. Mai 1927 abgelaufenen Frist zur Einreichung der Konzessionsentwürfe dem Bayerischen Handelsministerium vorgelegten neun Entwürfe betreffen Seilschwebebahnen, Zahnradbahnen und Standseilbahnen.

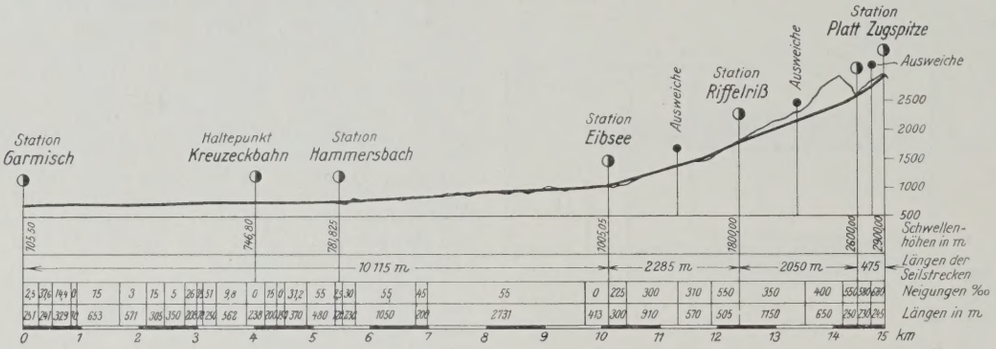


Abb. 2. Übersichtshöhenplan der Zugspitzbahn.

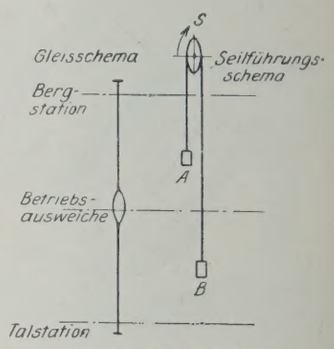


Abb. 3. Pendelbetrieb des Zweiwagensystems.

Unter den Seilschwebebahnentwürfen ist der nach der Bauart Bleichert-Zuegg der bekannteste.[2]) Die Linienführung dieses Entwurfes zerfällt in zwei Teilstrecken. Von der Talstation Eibsee führt die 2210 m lange Teilstrecke I zur Zwischenstation Riffelriß in 1780 m Höhe und von hier die 2060 m lange Teilstrecke II zu der etwa 200 m unterhalb des Ostgipfels gelegenen Bergstation „Zugspitzwand" (2737 m ü. M.). Von der Bergstation führt ein Fußgängertunnel von 410 m Länge durch das Zugspitzmassiv bis an den Rand des Plattferners auf 2680 m ü. M. Vor der Mitte ist der Tunnel zu einem größeren Aufenthaltsraum erweitert. Von hier führt ein senkrechter, doppelter Bergaufzug mit 200 m Schachthöhe bis zur Endstation Zugspitzgipfel. Die stündliche Höchstleistung beträgt 180 Personen in jeder Richtung. Die Fahrzeit Eibsee—Zugspitze beträgt 26 Minuten. Die Kosten der gesamten Anlagen der Seilschwebebahn einschließlich der Baukosten für die neue Autostraße von der Reichsbahnstrecke Garmisch—Ehrwald zum Eibsee sind auf rd. 3,5 Mill. R.-M. veranschlagt; die Baukosten für die Personenstundenleistung betragen also rd. 19 500 R.-M.

Der wichtigste Vertreter des Zahnradbahnsystems ist der Entwurf von Dr. R. Zehnder-Spoerry, Montreux. Nach diesem soll die Linie, deren gesamte Baulänge 18 350 m, deren Höhenunterschied 2194 m und deren Spurweite 1 m beträgt, vom Staatsbahnhof Garmisch-Partenkirchen ausgehen und zuerst in westlicher Richtung bis Obergrainau als 6550 m lange Reibungsbahn mit 40 ‰ Höchstleistung ausgebildet werden. Auf der 3090 m langen Strecke Obergrainau—Eibsee, die eine größte Steigung von 130 ‰ aufweist, wird die Zahnstange notwendig. Von Eibsee ab ergeben sich Steigungen von 189 bis 250 ‰ bei insgesamt 8710 m Länge. Auf dieser Strecke sind auch Schutzbauten gegen Steinschlag- und Lawinengefahr, sowie gegen Schneeverwehungen vorgesehen. Über der Höhe von 1800 m ü. M. verläuft die Bahn auf 2250 m im geraden Tunnel bis zur Station Platt (2325 m ü. M.). Unmittelbar dahinter tritt die Bahn in einen 2400 m langen Kehrtunnel, an dessen Ende die Station Zugspitze (2902 m) ebenfalls im Berginnern liegt. In der Höchststeigung beträgt die normale Fahrgeschwindigkeit 8,5 bis 9 km/Std. Die Fahrzeit Garmisch—Zugspitze beträgt unter Einrechnung der Aufenthalte 1 Std. 53 Min., die Fahrzeit Eibsee—Zugspitze 1 Std. 20 Min. Die stündliche Höchstleistungsfähigkeit bergwärts beträgt bei Heranziehung von Ergänzungszügen ab Garmisch 1200, ab Eibsee 960 Personen. Die Baukosten sind für die Strecke Garmisch—Zugspitze auf 13 Mill. R.-M., für die Strecke Eibsee—Zugspitze auf 8,5 Mill. R.-M. veranschlagt, d. h. die Baukosten für die Personenstundenleistung betragen für die ganze Strecke rd. 7100 R.-M., für die Strecke Eibsee—Zugspitze 8900 R.-M.

Die Zahnradbahn scheidet aus, weil bei ihr — trotz ihrer hohen Leistungsfähigkeit — eine Rente für die hohen Anlagekosten nicht zu erwarten ist, die Seilschwebebahn ebenso, weil sie — trotz verhältnismäßig großer Rente — den Verkehr bei größerem Andrang (schöne Sommersonntage) nicht bewältigen kann und ihre Betriebsfähigkeit in den oberen Höhenlagen nicht unbedingt gewährleistet ist.

[2]) U. a. hat auch die Firma J. Pohlig A.-G., Köln, den Entwurf einer kontinuierlichen Drahtseilbahn eingereicht, dessen Kosten auf 7,5 Mill. R.-M. veranschlagt sind.

Für das nunmehr vorgesehene Standseilbahnsystem nach der Zugspitze ist das Zweiwagensystem mit Pendelbetrieb[3]) vorgesehen. Das Zugseil führt von dem einen Wagen über die von einem Elektromotor angetriebenen Seilscheiben in der Bergstation zum anderen Wagen. Zwischen Tal- und Bergstation jedes Abschnitts befindet sich die Ausweiche für die sich begegnenden berg- und talfahrenden Wagen (Abb. 3).

Linienführung. Die Ausgangstation befindet sich westlich neben der Reichsbahnstation Garmisch-Partenkirchen. Für den Übergang der Reisenden von der Reichsbahn zur Zugspitzbahn dient ein Personentunnel, für Güterübergang ist ein besonderes Anschlußgleis vorgesehen. Von hier führt die Talstrecke mit 1 m Spurweite parallel der Reichsbahnlinie Garmisch—Grießen, überquert diese vor der jetzigen Reichsbahnhaltestelle Kreuzeckbahn und wendet sich der Talmulde zu, in der sich die Talstation der Kreuzeckbahn befindet, wo eine Haltestelle vorgesehen ist. Weiter führt die Linie nach Hammersbach, einer Haltestelle für die Ortschaft und die Höllentalklamm. Sodann entwickelt sich die Bahn in dem hügeligen Gelände mit einer Höchststeigung von 55 ‰ bis zur Endstation der Tallinie. Für Obergrainau kann oberhalb des Ortes in Höhe von 850 m ü. M. bei Bedarf eine Haltestelle vorgesehen werden. Neben der Endstation der Talstrecke am Eibsee ist die Talstation der Bergstrecke so angeordnet, daß die Reisenden bequem umsteigen und Gepäck und Güter von der Talstrecke auf die Bergstrecke verladen werden können. Die Station ist mit der Straße Obergrainau—Eibsee und den Gaststätten am Eibsee durch eine Fahrstraße und einen kurzen Fußweg verbunden.

Die Bergstrecke Eibsee—Zugspitze zerfällt in die drei einzelnen Standseilbahnstrecken: 1. Eibsee—Riffelriß, 2. Riffelriß—Platt, 3. Platt—Zugspitze. In Riffelriß und Platt wird umgestiegen.

Die erste Teilstrecke Eibsee—Riffelriß, die in großem Bogen den Zugwald durchfährt, erhält bis zu einer Steigung von 320 ‰ ein mit beiderseitigen Banketten eingefaßtes Schotterbett, in größeren Steigungen gemauerten Unterbau mit entsprechender Betonbettung von 1,80 m Breite auf Schwellenhöhe. Die zweite Teilstrecke Riffelriß—Platt und die dritte Teilstrecke Platt—Zugspitze erhalten durchaus gemauerten Unterbau, soweit die Bettung nicht unmittelbar auf das Felsprofil des Tunnels aufgebracht werden kann. Die Antriebstation für jede der drei Teilstrecken befindet sich an deren oberem Bahnende. Auf der Station Platt werden ausreichende Räume für Aufenthalt, Beköstigung und Beherbergung geschaffen; die Endstation Zugspitze wird u. a. einen großen Unterkunftsraum erhalten. Von der Station Platt wird ein geschützter Felsenweg zum Schneeferner, von der Station Zugspitze ein bequemer Anstiegweg zu den beiden Gipfeln hergestellt.

Abb. 4. Jungfraubahn. Einfahrt in den großen Tunnel auf Station Eigergletscher. Juni 1925.

Die Unterbautypen der Talstrecke und der Bergstrecke entsprechen bekannten und bewährten Ausführungen. Die Gleise und Schwellen der Bergstrecke sind, soweit nötig, mit dem Unter-

[3]) Vergl. hierüber insbesondere „Ausgestaltungsmöglichkeit der Standseilbahnlinienführung". Von Dr. Czitary. „Die Bautechnik" 1925, Heft 33 u. 34.

Gegenstand	Einheit	Tallinie Garmisch-Partenkirchen—Eibsee	Bergstrecke			Zusammen
			Eibsee—Riffelriß	Riffelriß—Platt	Platt—Zugspitze	
Wagerechte Länge[4])	m	10 115	2285	2050	475	14 925
Bahnsystem	—	Reibungsbahn	Standseilbahn			
Spurweite	m	1,0	1,20	1,20	1,20	—
Größte Steigung	‰	55	550	550	680	—
Kleinster Halbmesser außerhalb Ausweichen	m	150	400	400	500	—
Offene Strecken	m	10 115	2285	50	—	12 450
Tunnel	m	—	—	2000	475	2 475
Höhe der Stationen Garmisch-Partenkirchen	m	705,5	—	—	—	—
Kreuzeckbahn	m	764,8	—	—	—	—
Hammersbach	m	781,8	—	—	—	—
Eibsee	m	1005,90	1005,05	—	—	—
Riffelriß	m	—	1800	1800	—	—
Platt	m	—	—	2600	2600	—
Zugspitze	m	—	—	—	2900	—
Schienentyp	—	Vignole	Spezialschiene			
Schwellen	—	Trog	Trog u. Winkel	Winkel		
Gleisbettung	—	Schotter	Schotter u. Beton	Beton		
Wagensystem	—	Motor- u. Beiwagen	Seilbahnwagen abgetreppt			
Wagenfassungsraum	Pers.	75	120	120	50	—
Anzahl Fahrzeuge	Stck.	8	2	2	2	—
Wagentara	kg	—	10 000	10 000	7000	—
Fahrgeschwindigkeit	m/Sek.	9,0	2,60	2,40	2,00	—
Antriebmotor	PS	—	180	180	90	—
Fahrzeit zwischen den Stationen	Min.	23	16	16	5	60
Fahrzeit einschließlich Umsteigen	Min.	30	20	20	5	75

bau verankert, um die bei einer etwaigen Notbremsung auftretenden Schubkräfte des Oberbaues aufzunehmen. Von der Station Riffelriß ab verläuft die zweite und dritte Teilstrecke der Standseilbahnlinie im Tunnel, für dessen Bau Fensterstollen zur Erleichterung der Ausbruchförderung und der Lüftung vorgesehen sind. Der in den Tunnelstrecken zu durchörternde Fels besteht aus Wettersteinkalk und Muschelkalk. Schwierigkeiten dürften beim Tunnelbau wohl kaum zu erwarten sein. Zahlenmäßige Angaben über die wesentlichen Anlageverhältnisse der Bahn sind aus der nebenstehenden Zusammenstellung sowie aus dem Übersichtshöhenplan (Abb. 2) zu ersehen.

Auf den beiden unteren Standseilbahnabschnitten läßt sich ein 20-Minuten-Betrieb durchführen, so daß bei einem Fassungsvermögen von 120 Personen je Wagen die Stundenleistung 360 Personen beträgt. Auf dem obersten Teilabschnitt Platt—Zugspitze der Bergstrecke wird mit einem 7-Minuten-Betrieb und einem Fassungsvermögen von 50 Personen je Wagen mindestens die gleiche Zahl von Personen befördert. Die Leistung der Talstrecke Garmisch-Partenkirchen—Eibsee beträgt das Doppelte. Diese Leistungen entsprechen dem bisherigen höchsten Stoßverkehr der seit 1898 im Betrieb befindlichen Jungfraubahn (Abb. 4), so daß die für die Zugspitzbahn vorgesehene Leistungsfähigkeit ausreichend sein dürfte. Es wird angenommen, daß die Zahl der Besucher der Zugspitze mindestens 75 000 im Jahre erreichen wird.[5]) Außerdem ist bei der Vorausberechnung des Erträgnisses eine gleich hohe Zahl von Reisenden für die Talstrecke Garmisch—Eibsee angenommen worden.

Der Ertragsberechnung wurde eine Durchschnittseinnahme für Hin- und Rückfahrt von 16 R.-M. zugrunde gelegt. Für die Talstrecke Garmisch-Partenkirchen bis zum Eibsee und zurück ist ein Fahrpreis von 3 R.-M. vorgesehen.

Die Anlagekosten zerfallen in:

Sachkosten	8 030 000 R.-M.
Sonstige Kosten	875 000 „
Gründungs- und Finanzierungskosten	595 000 „
zus.	9 500 000 R.-M.

Die Ausgaben, bestehend aus Betriebsausgaben, Kapitalkosten und Steuern, wurden zu 1 300 000 R.-M., die Einnahmen zu 1 450 000 R.-M. geschätzt, so daß ein Überschuß von 150 000 R.-M. verbleibt, der für eine Dividende von 6 % auf das Aktienkapital von 2,5 Mill. R.-M. ausreicht. Die spezifischen Baukosten betragen für die ganze Strecke rd. 26 390 R.-M. und für die Bergstrecke rd. 28 000 R.-M. Die Betriebszahl, d. h. der Quotient aus Einnahmen und Ausgaben, beträgt 0,8965 (Deutsche Reichsbahn 1926: 81,06 %). Als Bauzeit sind drei Jahre in Aussicht genommen.

Die Standseilbahn hat den Vorzug, daß ihre Anlagekosten bei einer Leistungsfähigkeit, die doppelt so groß ist als bei der Seilschwebebahn, noch eine Rente erzielen lassen. Dort, wo der Verkehr einigermaßen gleichmäßig über das ganze Jahr verteilt und der Güterverkehr gering ist, sind Standseilbahnen den Zahnradbahnen überlegen, namentlich auch wegen des geringeren Energiebedarfs. Durch Unterteilung in verschiedene Strecken kann ihre Leistungsfähigkeit erheblich erhöht werden. Mit der Seilschwebebahn teilt die Standseilbahn den Nachteil des dreimaligen Umsteigens und Umladens des Gepäcks von Garmisch bis zur Zugspitze. Vom landschaftlichen Standpunkt aus hat die Standseilbahn mit der Zahnradbahn den Vorzug, daß sie sich mit ihrer geschwungenen Linienführung der Geländeform anpaßt und bei Überführung in das Steilgelände im Tunnel verschwindet und somit jede harte Durchschneidung der Landschaft durch unschön wirkende Gerade vermeidet. Bei der Seilschwebebahn dagegen zerschneiden die starren Masten in unschöner Weise die Gesteinswände, Wiesenmatten und Waldflächen. Mdt.

[4]) Die längste Standseilbahn der Schweiz ist die Siders-Montana-Vermala-Bahn mit 4255 m Gesamtlänge und 40 bezw. 49 % Steigung (oberes Rhônetal), die aus zwei Teilstrecken besteht.

[5]) Besucherzahl der Jungfraubahn im Jahre 1926: 83 095, im Jahre 1925: 100 607.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 10. August ausgegebene Heft 15 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Architekt Jürgen Bachmann B.D.A.: Reihen-Wohnhäuser in Berlin-Lankwitz. — Architekt Stadtbaurat Lemmer: Städtebauliche Gestaltung des ehemals städtischen Geländes an der Linden- und Neuscheider Straße in Remscheid. — Oberbaudirektor Zizler: Baukunst und Mode. — Dipl.-Ing. L. Clas: Wie verputze ich mein Haus.

IX. Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft am 27. und 28. Mai 1927 in Duisburg. Nach einer Sitzung des Gesamtvorstandes am Vortage und einem von der gastfreien Stadt Duisburg in der Tonhalle gegebenen Begrüßungsabend, bei dem der Oberbürgermeister Dr. Jarres warme Worte des Willkommens fand und der Ehrenvorsitzende der Gesellschaft, Se. Königl. Hoheit Prinz Heinrich von Preußen, erwiderte, begann die Tagung am 27. Mai mit einer geschäftlichen Sitzung. In dieser wurde die Entlastung des Gesamtvorstandes für das Jahr 1926 ausgesprochen, der Mitgliedbeitrag erneut auf 15 R.-M. festgesetzt und die Wiederwahl des stellvertretenden Vorsitzenden, Oberbaudirektors Dr.-Ing. ehr. Wendemuth und des Beisitzers Dr.-Ing. ehr. Krogmann vorgenommen. Für die Tagung 1928 am 18. und 19. Mai wurden Kiel und Flensburg gewählt.

Die darauffolgende Hauptversammlung im großen Saale der Tonhalle eröffnete der Ehrenvorsitzende. Es folgten Begrüßungsansprachen durch den Oberbürgermeister Dr. Jarres, den Ministerialrat Verlohr aus dem Preußischen Ministerium für Handel und Gewerbe, durch den Vertreter des Kon. Instituut van Ingenieurs Direktor van Panhuis, den Haag, und Oberbaurat Virus, Danzig.

Vorträge wurden gehalten von Regierungs- und Baurat Skalweit, Direktor des Rheinisch-Westfälischen Kohlensyndikats, über „Die Bedeutung des Ruhrgebietes und der Ruhrkohle", ferner von Regierungsbaurat Germanus, Duisburg, über „Die Duisburger Häfen" und von Regierungsbaurat Wehrspan über „Kohlenverladung am Rhein-Herne-Kanal".

Am Vormittag des 28. Mai wurde in Gruppen eine Reihe von Besichtigungen vorgenommen, nämlich die Hütte Duisburg-Meiderich der Vereinigten Stahlwerke, das Werk Duisburg der Demag, die Kabelwerke Duisburg, die Häfen von Düsseldorf und Wanne, die Rheinwerft Walsum der Gutehoffnungshütte und der Bau der Marientorschleuse in Duisburg. Am Nachmittag vereinigten sich alle Teilnehmer zu einer Hafen- und Rheinfahrt auf dem Motorschiff „Vaterland".

Eine besondere Note erhielt die Tagung durch den Besuch des Kon. Instituuts van Ingenieurs im Haag. Am 29. Mai wurden zahlreiche Mitglieder der Gesellschaft in dem eigenen Hause des Instituuts durch den Präsidenten Stieltjes begrüßt, worauf der Vorsitzende, Geheimer Regierungsrat. Prof. Dr.-Ing. ehr. de Thierry erwiderte.

Den am folgenden Tage stattfindenden Besuch des Rotterdamer Hafens leitete ein Vortrag des Direktors der Gemeentewerken H. S. de Roode und ein Empfang durch den Bürgermeister von Rotterdam im Rathause ein, dem auch Z. K. H. Prins Heinrich der Nederlanden beiwohnte.

Nach einem Frühstück im Zoologischen Garten unter dem Vorsitze des Direktors der Steinkohlenhandelsvereinigung, Herrn D. G. van Benningen, wurde am Nachmittag eine Hafenrundfahrt vorgenommen, bei der u. a. auch die Anlagen der Steinkohlenhandelsvereinigung, der Burgerhoutschen Maschinenfabrik und Schiffswerft, des Hubbrückenbaues über die Maas, der Rotterdamer Trockendocks besichtigt wurden.

An den nächsten Tagen benutzte eine Anzahl von Teilnehmern die günstige Gelegenheit, noch weitere holländische Wasserbauten aufzusuchen. So führten die Hoofdingenieure Heyering und Redeker durch den Schleusenbau und die Hafenanlagen von Ymuiden, Herr Jr. van Heemskerk van Beest durch den Amsterdamer Hafen und endlich Herr van Kuffeler zu den Trockenlegungsarbeiten an der Zuider Zee.

Die von mehr als 500 Fachleuten besuchte diesjährige Tagung wird bei allen Teilnehmern in bestem Andenken bleiben, nicht nur durch die wertvollen Vorträge und Besichtigungen, sondern auch durch die vielfache Gelegenheit zum Meinungsaustausch und zum Sichkennenlernen. Die Organisation war wiederum ausgezeichnet.

F. W. Otto Schulze, Danzig.

Dr. Konrad Pressel 70 Jahre alt. Der Geh. Baurat Prof. Dr. phil. Konrad Pressel, ein Sohn des Meisters der Ingenieurbaukunst Wilhelm Pressel, der seit 1906 an der Technischen Hochschule München wirkt, feierte am 27. Juli seinen siebzigsten Geburtstag. Konrad Pressel war u. a. 1887 bis 1891 Bauleiter des Suram-Tunnels auf der Linie Batum—Tiflis im Kaukasus und 1899 bis 1906 Bauleiter der südlichen Hälfte des Simplon-Tunnels. Ein vortrefflicher Aufsatz aus seiner Feder über Tunnelrüstungen findet sich in der „Bautechnik" 1926, Heft 9, S. 105 u. f. M.

Zeitweilige Strombauten aus Senkfaschinen. An der Mündung des Kanalnetzes für den Imperial Bewässerungsdistrikt in Kalifornien liegt die Spiegelhöhe des Coloradostromes in der Hochwasserzeit jahraus, jahrein auf etwa + 6,70 m. Beim Herannahen der Niedrigwasserperiode hat hat man dort seit Jahren den Wasserstand dadurch auf mindestens + 4,25 m gehalten, daß man etwa 300 m stromabwärts quer durch den Strom ein zeitweiliges Stauwehr einbaut, das dem Hauptsammelkanal für die Dauer der genannten Periode einen gleichmäßigen Zufluß sicherte. Beim Herannahen des Hochwassers, das andernfalls Verheerungen der umliegenden Ländereien anrichten würde, wird diese Anlage jedesmal durch Dynamit beseitigt, sie muß also von leichter Bauart sein. Da die früheren Aus-

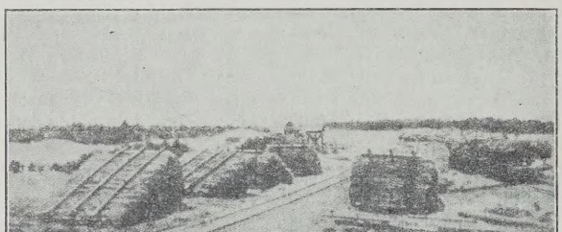


Abb. 1.

führungen in Steinschüttung zwischen Flechtwerkzäunen jährlich 100 000 bis 125 000 $ erfordert hatten, also ziemlich kostspielig gewesen waren, hat sich seit 1918 dort nach einem Bericht in Eng. New-Rec. vom 5. Mai 1927 das im nachstehenden beschriebene Verfahren herausgebildet:

Man verwendet seither für die Stauanlage keilförmige Faschinenbündel nach Abb. 1, hat jedoch das Einbauverfahren allmählich so vereinfacht, daß die Kosten dafür sich bis auf 20 000 bis 25 000 $ verringert haben und auch die Sprengung wesentlich billiger als früher geworden

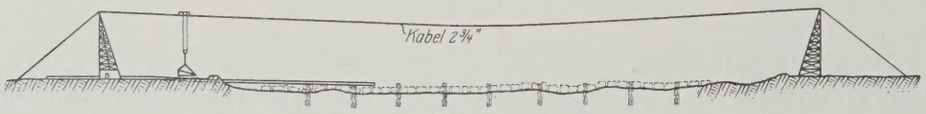


Abb. 2.

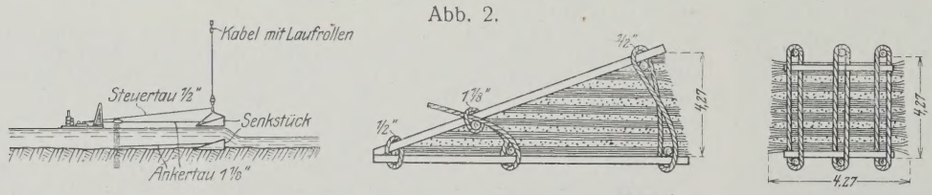


Abb. 3.

ist. Die Herstellung einer festen Schwelle, des Unterbaues für ein Nadelwehr oder dergleichen wäre wegen der schwierigen Gründungsverhältnisse in dem stark geschiebeführenden und Sohlenveränderungen unterworfenen Strom recht schwierig gewesen. Man mußte sich daher entschließen, das bisherige Verfahren beizubehalten und dafür eine feste Kabelbahn aufzustellen, die die Anfuhr und das Einbringen der Faschinen vereinfacht und verbilligt (Abb. 2).

Der Strom ist an der Wehrstelle etwa 290 m breit, die Entfernung der auf beiden Ufern aufgestellten Kabeltürme beträgt 335 m. Etwa 36 bis 45 m oberhalb wird in Abständen von etwa 30 m eine Reihe von Dückdalben zur zeitweiligen Verankerung der Senkstücke während der Dauer ihrer endgültigen Einbringung und Absenkung in den Strom eingerammt. Als Material für jene dient der längs der Bahndämme reichlich wuchernde Pfeilstrauch, der, zu kleinen Bündeln gebunden, an die Verwendungsstelle gefahren und dort zu den in Abb. 1 u. 3 dargestellten großen Sinkstücken verwendet wird. Diese enthalten etwa 61 m³ Strauchwerk und wiegen fertig verlegt etwa 7 t, ihre Herstellung geschieht zu Zeiten, in denen Arbeitskräfte billig verfügbar sind. Ist die jährliche Hochwasserzeit vorbei, werden die Sinkstücke durch einen Lokomotivkran der Kabelbahn zugeführt und dadurch das gesamte Einbauverfahren so vereinfacht, daß für die Herstellung des ganzen Stauwerks nur einige Stunden und eine Belegschaft von 10 Mann erforderlich sind. Die Fugen zwischen den einzelnen Sinkstücken werden durch Strauchwerk gedichtet, eine weitere kostenlose Dichtung bewirken die reichlichen Schlammablagerungen des Stromes. Ki.

Siliziumstahl. Im Fachschrifttum[1]) fanden sich in der letzten Zeit wiederholt Angaben, daß Eisenbauten im Auslande in Siliziumbaustahl ausgeführt seien. Erkundigungen haben ergeben, daß in den genannten Fällen von einem Siliziumstahl, wie er neuerdings in Deutschland für eiserne Brücken mit Erfolg verwendet wird, nicht die Rede sein kann. Während der deutsche Siliziumstahl ein kohlenstoffarmer und siliziumreicher Stahl ist, dessen Gehalt an Kohlenstoff zwischen 0,11 und 0,16 % und an Silizium zwischen 0,75 und 1,1 % schwankt, handelt es sich in den genannten Fällen um einen kohlenstoff- und manganreichen Stahl, der teilweise nur Spuren von Silizium enthält oder dessen Siliziumgehalt höchstens bis 0,3 % steigt. Ein solcher Stahl ist dem deutschen Stahl St 48 weit mehr verwandt als dem St Si.

Im Zusammenhang hiermit darf mitgeteilt werden, daß in Deutschland eifrig an der Vervollkommnung des im Boßhardt- und im Siemens-Martin-Ofen erzeugten Siliziumstahles gearbeitet wird.

Befürchtungen, daß die im 3-t-Ofen erzielten ausgezeichneten Eigenschaften des Boßhardt-Stahles sich im 10-t-Ofen nicht erreichen lassen würden, haben sich als unbegründet erwiesen. Die mit dem 10-t-Ofen gemachten Erfahrungen weisen vielmehr daraufhin, daß es dringend erwünscht ist, den Fassungsraum des Ofens erheblich zu vergrößern.

Wir stehen offenbar, wenn nicht alle Anzeichen täuschen, vor einer günstigen Entwicklung des Siliziumbaustahles. Schaper.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. Der vor einiger Zeit gebildete Ausschuß für bautechnische Bodenkunde hat seine Arbeit zunächst den Teilproblemen gewidmet, deren Klärung in Anbetracht der hohen Bedeutung dieses Gebietes für das gesamte Bauwesen besonders dringlich und wichtig erscheint und deren Bearbeitung eine schnelle Nutzbarmachung der Ergebnisse für die Praxis erwarten läßt. Zunächst ist ein Merkblatt in Bearbeitung für die Ausführung von Bodenuntersuchungen und Probebohrungen, ferner ein solches für die Wahl der zweckmäßigsten Geräte zur Vornahme von Bodenuntersuchungen. Als weitere Aufgabe ist die einheitliche Kennzeichnung und Benennung der verschiedenen vorkommenden Bodenarten im Hinblick auf ihre Bedeutung für die Probleme der Ingenieurbautechnik in Angriff genommen worden. Als Ziel hat sich der Ausschuß die gründliche wissenschaftliche Erforschung des gesamten Fragenkomplexes, der dem bauenden Ingenieur auf dem Gebiete der Bodenkunde entgegentritt, und die Auswertung ihrer Ergebnisse für die praktische Ausführung gesetzt. Hierbei will er alle zur Mitarbeit berufenen Kreise zusammenführen, und zwar sowohl die der reinen Wissenschaft wie die der entwerfenden und ausführenden Ingenieure, ebenso die planenden Bauherren wie die die praktische Bauarbeit leistenden Unternehmungen, nach Art der im Auslande bereits mit Erfolg arbeitenden Einrichtungen. Die wissenschaftliche Versuchsarbeit wird nur zum kleinsten Teil in den bestehenden, für andere Zwecke eingerichteten Anstalten durchgeführt werden können. Eine mit allen neuzeitlichen wissenschaftlichen Hilfsmitteln ausgestattete, einheitliche Versuchsanstalt für das Reich, wie sie bereits geplant ist, muß deshalb als dringendes Bedürfnis bezeichnet werden.

Es ist zu hoffen, daß das Zurückbleiben in diesem Teile der wissenschaftlichen Forschung des Ingenieurbauwesens, das sich in letzter Zeit öfters empfindlich fühlbar gemacht hat, durch zielbewußte, tatkräftige Arbeit bald wieder wettgemacht werden wird.

Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt: Regierungsbaumeister (W.) Bollmann vom Schleppamte in Hannover an das Vorarbeitenamt in Verden, Regierungsbaumeister (W.) Hampe vom Kanalbauamte in Braunschweig als Streckenbauleiter nach Woltorf, Regierungsbaumeister (W.) Weinoldt von Rodenäs als Verwalter eines neuen Vorarbeitenamts nach Rendsburg.

Überwiesen: Regierungsbaumeister (W.) Günther Schulze an die Wasserbaudirektion in Münster i. Westf.

Regierungsbaurat (W.) Schmitz wurde die Vorstandsstelle am Kanalbauamt in Datteln übertragen.

[1]) Z. B. „Der Bauingenieur" 1927, S. 154; „Die Bautechnik" 1927, Heft 16, S. 246.

INHALT: Rutschgefährliche und fließende Bodenarten. — Einbau einer Hubbrücke ohne Störung des Betriebes. — Modellversuche für die Hochwasserabführung am Limmatkraftwerk Wettingen der Stadt Zürich. — Von der bayerischen Zugspitzbahn. — **Vermischtes:** Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — IX. Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft. — Dr. Konrad Pressel 70 Jahre alt. — Zeitweilige Strombauten aus Senkfaschinen. — Siliziumstahl. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang — BERLIN, 19. August 1927. — Heft 36

Alle Rechte vorbehalten.

Wettbewerb zum Neubau der Hochzoller Straßenbrücke.

Von Dipl.-Ing. **Karl Knab,** Bauamtmann am Straßen- und Flußbauamt Augsburg, unter Mitwirkung von Regierungsbaumeister **Heinrich Hubinger,** Augsburg.

I. Einleitung.

Die bestehende eiserne Straßenbrücke über den Lech bei Augsburg-Hochzoll (Abb. 2) wurde im Jahre 1890/91 von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg erbaut. Ihr Konstrukteur war der spätere Inhaber des Lehrstuhles für Brückenbau an der Technischen Hochschule München, Prof. Wilhelm Dietz †. Die Brücke besitzt 81,6 m Stützweite, 5 m Fahrbahnbreite und beiderseitige Fußgängerwege mit je 1 m Nutzbreite; die beiden Bogenträger liegen über der Fahrbahn. Nach einer Benutzungsdauer von nur 36 Jahren muß die Straßenbrücke, da sie in ihren Abmessungen und in ihrer Tragfähigkeit den heutigen Verkehrsbedürfnissen nicht mehr genügt, durch einen Neubau ersetzt werden.

Die örtlichen Verhältnisse, wie sie durch den Fluß, die zu überführende Straße, die bestehende und künftige Bebauung auf dem beiderseitigen Ufergelände gegeben sind, lassen es zu, den neuen Flußübergang der Straße in Eisen- oder in Massivbauweise auszuführen.

Da bei der Größe der Bauaufgabe ausführliche Vorarbeiten als Grundlage für die Bearbeitung eines baureifen Entwurfes herzustellen waren, wurde zur Gewinnung von Vorentwürfen ein Wettbewerb unter den in Bayern ansässigen Brückenbauern veranstaltet und in dem Ausschreiben die Wahl des Brückenüberbaues bezw. der Baustoffe dem Konstrukteur freigestellt.

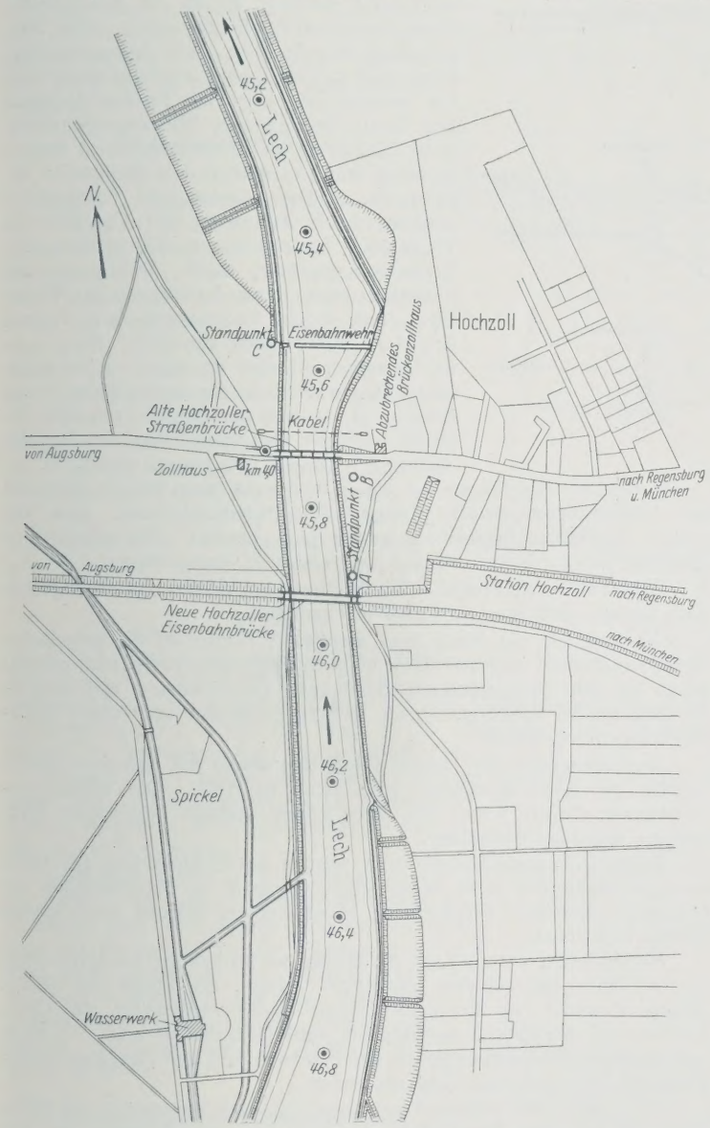


Abb. 1. Übersichtsplan.

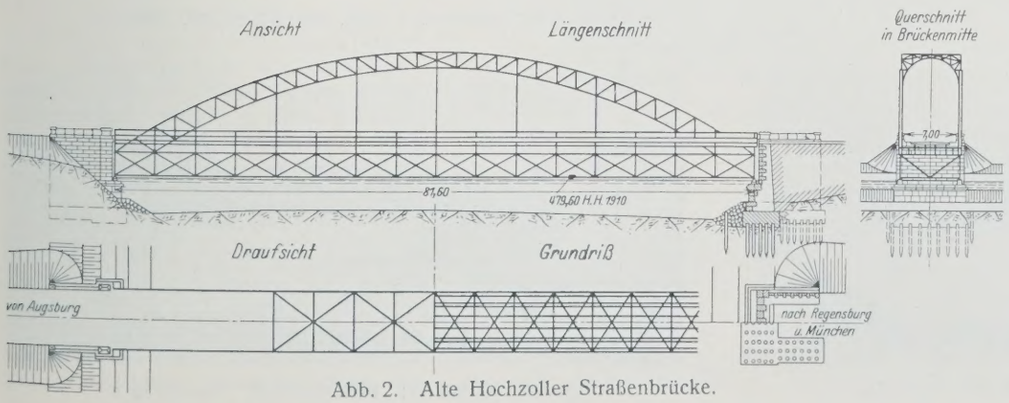


Abb. 2. Alte Hochzoller Straßenbrücke.

II. Wettbewerbsbedingungen.

a) Allgemeine Bedingungen.

Der Wettbewerb wurde vom Straßen- und Flußbauamt Augsburg, dem der Neubau der Straßenbrücke als Dienstaufgabe obliegt, ausgeschrieben. An Preisen wurden vorgesehen ein 1. Preis mit 6000 R.-M., ein 2. Preis mit 4000 R.-M. und ein 3. Preis mit 2000 R.-M.

Weitere Entwürfe konnten zum Preise von 1000 R.-M. angekauft werden. Das Preisgericht war auf Grund einstimmigen Beschlusses berechtigt, die Preise im Rahmen des Gesamtbetrages von 12 000 R.-M. auch in anderer Weise zu verteilen.

Der bayerische Staat übernahm keine Verpflichtung, einen der preisgekrönten Entwürfe zur Ausführung zu bringen, behielt sich vielmehr vor, die in sein Eigentum übergegangenen Entwürfe teilweise der Bauausführung zugrunde zu legen und im Bedarfsfalle die Vergebung der Arbeiten im engeren oder öffentlichen Wettbewerb auszuschreiben.

Das Preisgericht setzte sich aus sechs Ingenieuren und drei Architekten zusammen.

Die Bekanntgabe des Wettbewerbes fand Ende Dezember 1926 statt. Der Endtermin zur Einreichung der Entwürfe wurde auf den 28. März 1927 festgesetzt, so daß für die Bearbeitung 3 Monate zur Verfügung standen.

Die allgemeinen Bedingungen des Wettbewerbes entsprachen im wesentlichen den Grundsätzen für das Verfahren bei Wettbewerben auf dem Gebiete der Baukunst, aufgestellt vom Verband deutscher Architekten- und Ingenieurvereine und dem Bund deutscher Architekten (Wettbewerbsausschuß).

b) Besondere Bedingungen.

Die Fahrbahn der neuen Straßenbrücke wurde vierspurig und mit Rücksicht auf die Überführung eines Doppelgleises der Städtischen Straßenbahn den Wünschen der Stadt Augsburg entsprechend mit einer nutzbaren Breite von 11 m, die beiderseitigen Fußgängerwege mit je 3 m Breite vorgesehen.

Die neue Straßenbrücke kommt nahe an die Stelle der alten zu stehen. Die Achse der neuen Brücke wurde dem endgültigen Ausbau der Straße auf den beiden Flußufern entsprechend in den Planunterlagen des Wettbewerbes unverrückbar festgesetzt. Weiter wurde die für die unschädliche Hochwasserabfuhr erforderliche lichte Weite zwischen senkrechten Brückenwiderlagern mit 82 m angegeben. Bezüglich der Höhenlage der neuen Straßenbrücke wurde bei eisernen Überbauten eine freie Schwimmhöhe von mindestens 1 m über dem höchstbekannten Hochwasser und hochwasserfreie Lage der Auflager verlangt. Für den Entwurf von Massivbrücken wurde zugestanden, mit den Kämpfern im Höchstfalle bis zu 2 m ins HW einzutauchen und die Fahrbahn in Brückenmitte möglichst nicht

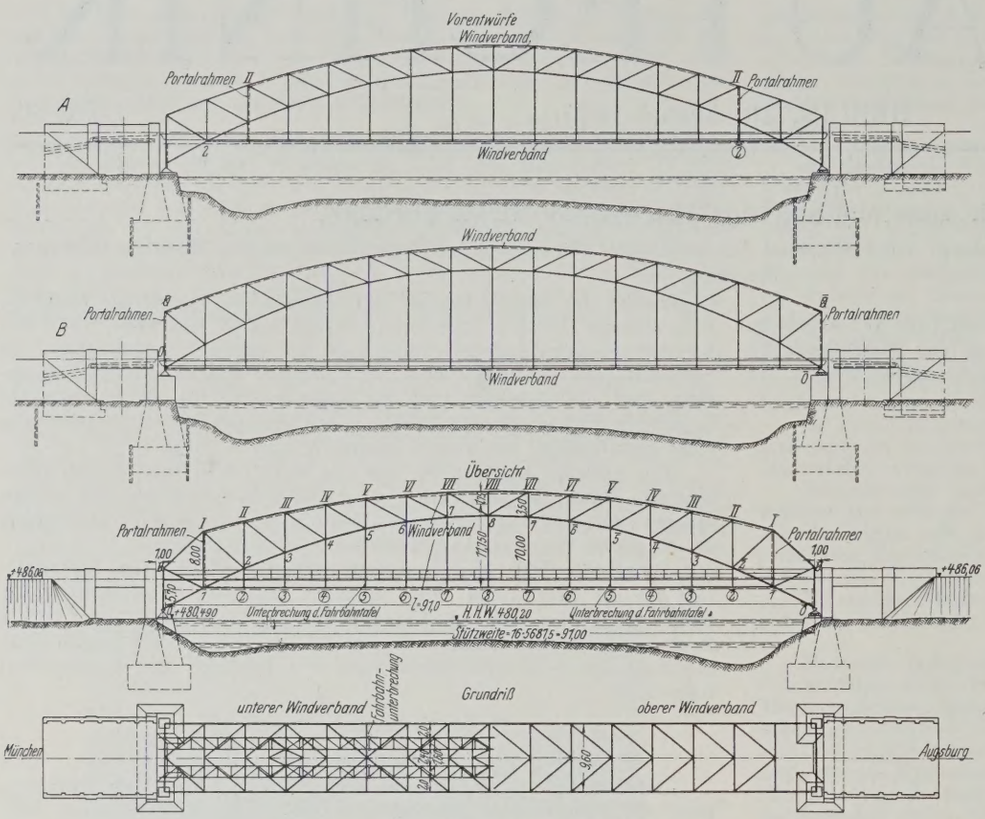


Abb. 3. Neue Hochzoller Eisenbahnbrücke.

mehr als 2 m gegenüber der bestehenden Brückenfahrbahn zu heben. Als äußerstes zulässiges Maß der Brückenhebung im Scheitel wurden 3 m festgesetzt. Für die Brückenrampen war im Höchstfalle ein Steigungsverhältnis von 2,5 % für anwendbar erklärt.

Die neue Straßenbrücke sollte nur eine Öffnung erhalten, jedoch wurde die Ausführung eines Pfeilereinbaues grundsätzlich nicht ausgeschlossen.

Als höchstzulässige Beanspruchung des in einer Tiefe von rd. 8 m unter der Flußsohle anstehenden blauen Flinzlettens wurden 5 kg/cm² festgesetzt.

Als Belastungsannahmen für die statischen Untersuchungen wurde die deutsche Industrienorm (DIN) Nr. 1072 für Straßenbrücken erster Klasse zugrunde gelegt. Für Eisenbrücken wurden die Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn vom 25. Februar 1925 (BE)[1]) als bindend erklärt; für Eisenbetonkonstruktionen wurde auf die geltenden polizeilichen Vorschriften verwiesen.

III. Ergebnis des Wettbewerbes.

Das Wettbewerbausschreiben zeitigte 41 Hauptentwürfe, von denen 20 Entwürfe Eisen-, 21 Entwürfe Massivkonstruktionen anwenden. Der gemittelte Preis aus den bindenden Angeboten für Eisenbrücken beträgt 640 000 R.-M., für Massivbrücken 770 000 R.-M. Eine wesentliche Verbilligung wird durch den Einbau eines Pfeilers weder bei den Massiv- noch bei den Eisenbrücken erreicht.

Die Entwürfe für Eisenbrücken bringen in der Hauptsache Balken-, Rahmen- und Bogenkonstruktionen mit oben- und untenliegender Fahrbahn in Fachwerkauflösung oder in vollwandiger Ausbildung.

Der bewährte Grundsatz, daß diejenigen Straßenbrücken die schönsten sind, von deren Fahr- und Gehbahn aus nach allen Seiten freie Sicht möglich ist, kommt somit im vorliegenden Falle wieder zur Geltung.

Um die unruhig wirkenden Fachwerke zu vermeiden, verwendet eine Reihe von Eisenentwürfen geschlossene vollwandige Hauptträger, die dem Auge eine ruhige Fläche darbieten, und bildet sie zur Abminderung der Konstruktionshöhen als Kastenquerschnitte aus.

Während die verlangte Brückenlösung den Eisenkonstrukteur vor keine außergewöhnliche Aufgabe stellte, bedeutete der Entwurf einer Massivbrücke mit einer Öffnung eine technische Leistung, für die ausgeführte Vorbilder gleicher Abmessungen nicht vorhanden sind. Die Aufgabe des Konstrukteurs bestand bei dem Entwurf einer massiven Brücke im wesentlichen darin, den Schub der Brücke durch leichte Ausgestaltung des Gewölbes samt Aufbauten möglichst klein zu halten, eine möglichst wenig vom Lot abweichende Lage der Endresultierenden und damit eine günstige Widerlagergestaltung unter Einhaltung der vorgeschriebenen Bodenpressung und Ausschluß der Gleitgefahr anzustreben. Diese konstruktiven Forderungen wurden durch Auflösung des Gewölbes in Tragrippen, kastenförmigem Querschnitt oder Rahmenkonstruktion, durch Auskragung der Fußgängerwege, durch Auskragung der Widerlager und durch Verwendung von Gegengewichten zu erreichen versucht. Wieweit es den einzelnen gelungen ist, zeigen am besten die Werte für den Schub aus Eigengewicht der ganzen Brücke, die sich in den Grenzen von 4000 bis 9550 t bewegen. Dementsprechend erhalten die Widerlager Längen zwischen 15 und 25 m.

In richtiger Beurteilung der Untergrundverhältnisse hat die Mehrzahl der Massivbrückenentwürfe Dreigelenkbogenkonstruktionen, also ein statisch bestimmtes System zur Anwendung gebracht. Zweigelenkbogen und eingespannte Bogen wurden nur vereinzelt vorgeschlagen.

Die Gewölbe sind meist in Eisenbeton- oder Melanbauweise aufgelöst; doch wurden auch massive Gewölbe bearbeitet.

Die Mehrzahl der Massivbrückenentwürfe verblendet die aufgelösten Gewölbeaufbauten mit durchlaufenden Gewölbestirnmauern und erreicht damit bei dem flachgespannten Bogen eine geschlossenere und ruhigere Wirkung als die Entwürfe, die die luftigen Aufbauten nach außen in Erscheinung treten lassen.

Der Untergrund aus blauem Flinzletten wurde zur Aufnahme großer Schübe als nicht genügend zuverlässig beurteilt. Die Untergrundverhältnisse ließen ferner die Verwendung statisch bestimmter Tragsysteme angezeigt erscheinen.

Zweigelenkbogenkonstruktionen wurden bei Eisenbrücken aus hochwertigen Baustoffen nicht beanstandet, dagegen bei Massivbrücken als bedenklich erachtet. Eingespannte Massivbrücken wurden als undurchführbar bezeichnet.

Mit Rücksicht auf die Lage der Brücke im Stadtgebiet bei einer Länge von rd. 90 m und auf den endgültigen Ausbau der Straße im beiderseitigen Anschluß an die Straßenbrücke wurde vorgezogen, den Querverkehr auf der Brücke unbehindert aufrechtzuerhalten und von einer vollständigen Trennung zwischen der Fahrbahn und den Fußgängerwegen durch die Brückenkonstruktion abzusehen.

Hinsichtlich der äußeren Form bevorzugte das Preisgericht mit Rücksicht auf die neue Eisenbahnbrücke (Abb. 3, untere Bilder)[2]) bei den

[1]) Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[2]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 20, S. 287, Abb. 7.

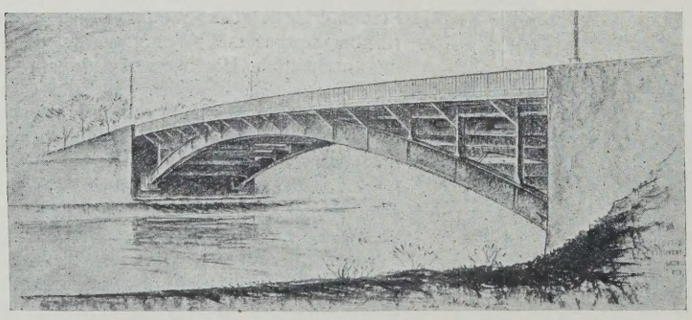


Abb. 4. Kennwort: „Freie Sicht III", Vorschlag 1.

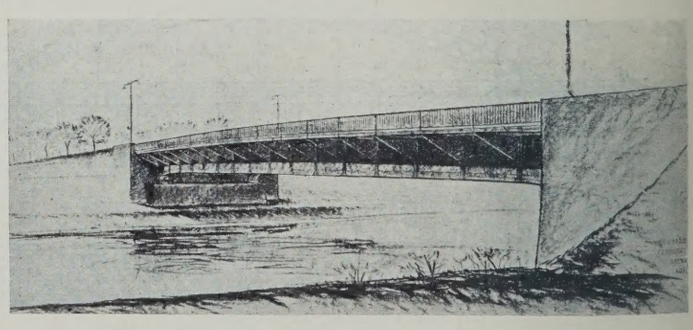


Abb. 7. Kennwort: „Freie Sicht III", Vorschlag 2.

eisernen Brücken die Lösungen, die das Tragwerk vollständig unter die Fahrbahn legen und an Stelle des unruhigen Fachwerks vollwandige Träger verwenden.

Bei den Massivbrücken gefielen die Entwürfe mit ruhiger, geschlossener Flächenwirkung der Bogen und kräftig betonten Widerlagern. Starke Auskragung der Gehwege über die Gewölbestirnen wurde als weniger befriedigend bezeichnet, weil dadurch der Gewölbescheitel in der Ansicht geschwächt erscheint.

Von der Zuerkennung eines 1. Preises wurde abgesehen, und die Preise im Rahmen des vorgesehenen Gesamtbetrages von 12000 R.-M. wurden in der Weise verteilt, daß zwei 2. Preise zu je 4000 R.-M. und zwei 3. Preise zu je 2000 R.-M. ausgesetzt wurden. Drei Entwürfe wurden zum Preise von je 1000 R.-M. zum Ankauf bestimmt.

IV. Preisverteilung.

a) Eiserne Brücken.

Einen 2. Preis erhielt der Entwurf mit dem Kennwort: „Freie Sicht III“, Vorschlag 1, und einen 3. Preis der Entwurf mit dem Kennwort: „Freie Sicht III“, Vorschlag 2. Als Verfasser der beiden Entwürfe zeichneten die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Nürnberg, Philipp Holzmann A.-G., München, und Dipl.-Ing. Jul. Th. Schweighart, Architekt in Augsburg.

Angekauft wurde der Entwurf mit dem Kennwort: „Schwabenland“, verfaßt von der Firma Gg. Noell & Co., Maschinen- und Eisenbahnbedarfsfabrik, Brückenbauanstalt in Würzburg, in Verbindung mit Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Nürnberg, und Professor L. Ruff der Kunstgewerbeschule Nürnberg.

b) Massive Brücken.

Ein 2. Preis wurde dem Entwurf mit dem Kennwort: „Freie Sicht II“ zuerkannt; Verfasser Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Nürnberg, in Verbindung mit Firma Gg. Noell & Co., Würzburg, und Professor L. Ruff der Kunstgewerbeschule Nürnberg.

Einen 3. Preis erhielt der Entwurf mit dem Kennwort: „Weiß und Blau“, Firma Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung München, in Verbindung mit Prof. Paul Bonatz in Stuttgart.

Angekauft wurde der Entwurf mit dem Kennwort: „Lechbogen“, Bauunternehmung Leonhard Moll in München (Ingenieurentwurf von Dr.-Ing. L. Pistor in Firma Leonhard Moll, München), in Verbindung mit Architekt K. Bässler, München; ferner der Entwurf mit dem Kennwort: „Beton und Eisen“, bearbeitet von der Firma Gebr. Rank, München.

V. Beschreibung der preisgekrönten und angekauften Entwürfe.

a) Eiserne Brücken.

1. Freie Sicht III, Vorschlag 1 (Abb. 4 bis 6). Blechbogenbrücke mit 1/13 Pfeilverhältnis als Zweigelenkbogen konstruiert. Das Tragwerk der Brücke liegt unter der Fahrbahn, die in Brückenmitte um 2,65 m über die Planie der gegenwärtigen Straßenbrücke gehoben ist. Die Kämpfergelenke sind hochwasserfrei angeordnet; die verlangte freie Schwimmhöhe über HHW ist vorhanden. Als Hauptträger des Tragwerkes dienen unter den Bordsteinen der Fahrbahn zwei doppelwandige Blechbogen in Sichelform. Die Blechbogen sind im Scheitel 1,7 m und an den Kämpfern 1,3 m hoch. Als Querträger dienen vollwandige genietete Träger, die zum Teil unmittelbar auf den Hauptträgern, zum Teil auf Säulen aufgelagert sind, die ihrerseits auf die Blechbogen abgestützt sind. Die Straßenträger zwischen den Querträgern bestehen aus Walzprofilen. Die beiderseitigen Fußgängerwege sind auf ihrer ganzen Breite ausgekragt.

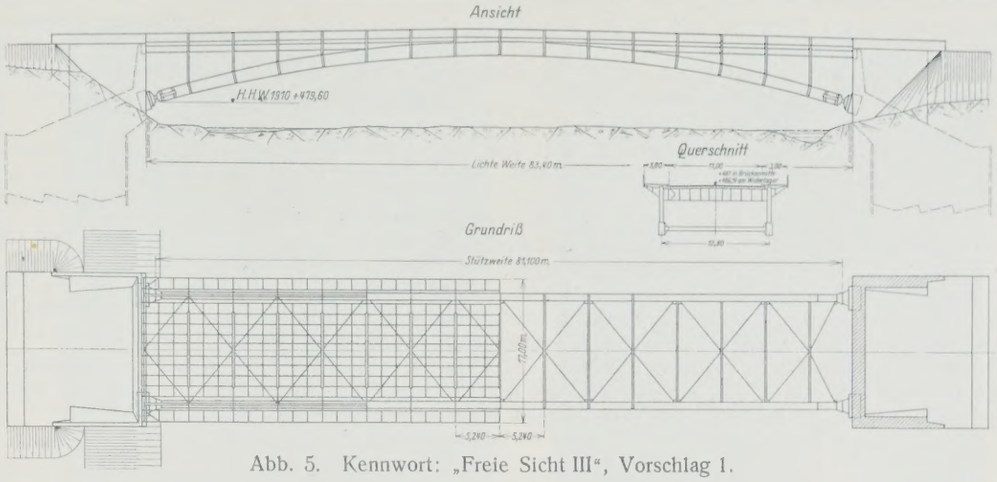


Abb. 5. Kennwort: „Freie Sicht III“, Vorschlag 1.

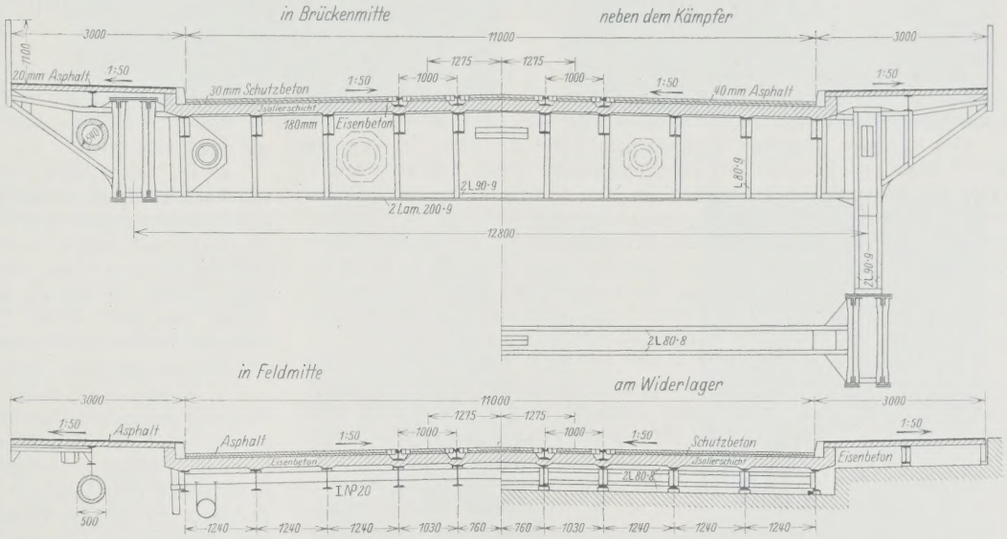


Abb. 6. Kennwort: „Freie Sicht III“, Vorschlag 1. Querschnitt.

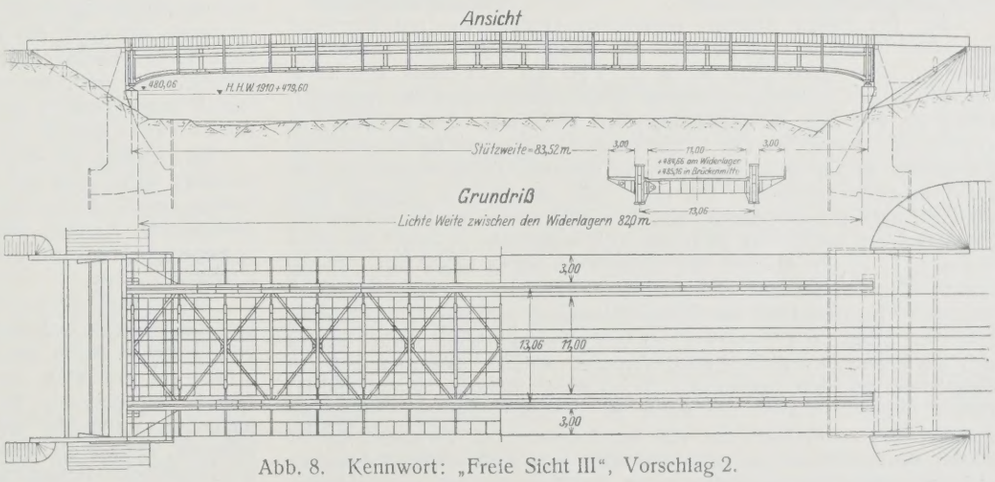


Abb. 8. Kennwort: „Freie Sicht III“, Vorschlag 2.

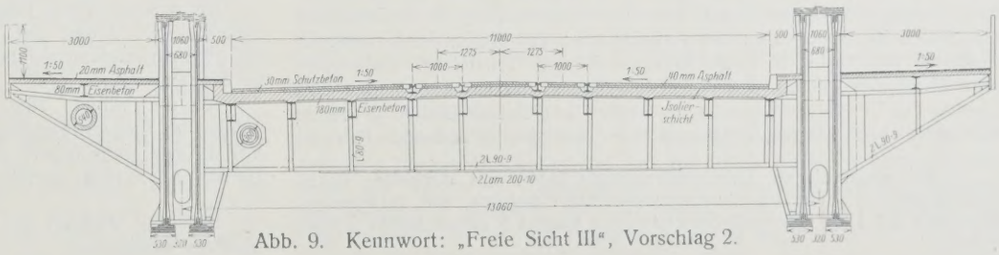


Abb. 9. Kennwort: „Freie Sicht III“, Vorschlag 2.

In der Ebene der Fahrbahn und in der Bogenachse sind zwei Windverbände vorgesehen. Ausführung der Konstruktion in der Hauptsache mit St 48. Gestehungskosten bei einem Eisenbedarf von 466 t mit 674000 R.-M. als bindend veranschlagt.

2. Freie Sicht III, Vorschlag 2 (Abb. 7 bis 9). Der Entwurf, eine Blechbalkenbrücke ohne Mittelpfeiler, hebt den Scheitel der Brücke nur um rd. 70 cm gegenüber der alten Fahrbahn. Die Höhenlage des Hochwasserspiegels im Brückenquerschnitt und die verlangte freie Schwimmhöhe über ihn lassen nicht zu, die vorgesehenen doppelwandigen Blechbalkenträger mit 83,52 m Stützweite und 4,05 m Stehblechhöhe ganz unter der Fahrbahn unterzubringen. Sie ragen daher bis Brüstungshöhe über die Fahrbahn hinaus und trennen diese vollständig von den beiderseitigen über die Haupttragwände ausgekragten Fußgängerwegen. Die Verfasser bezeichnen die Anordnung dieser kastenförmigen Trennungswände zwischen Fahrbahn und Gehweg, die jeden Querverkehr auf der Brücke ausschließen, mit Rücksicht auf den zunehmenden Schnellverkehr als verkehrstechnischen Vorzug.

Als Querträger dienen vollwandige genietete Träger, als Straßenträger Walzprofile. Der Windverband liegt in Höhe des Untergurtes der Querträger. Die Blechbalkenträger werden in Siliziumbaustahl hergestellt; ihre Durchbiegung bleibt mit 1/890 der Stützweite innerhalb der zulässigen Grenzen.

Die massiven Betonwiderlager erhalten bei Vorschlag 1 und 2 eine lichte Weite von 82 m und werden in offener Baugrube mit Larssen-Spundwänden unter Wasserhaltung auf Flinzletten gegründet.

Die Fahrbahn wird von einer 18 bis 20 cm starken Eisenbetonplatte getragen. Die Stärke der Fahrbahnplatte wird unter den 18 cm hohen Trambahnschienen abgemindert. Zum Ausgleich dieser Verschwächung sind unter den Schienen Längsträger und eine besonders kräftige Plattenbewehrung angeordnet.

Weitere Einzelheiten sind aus den Abbildungen zu ersehen. Das bindende Angebot lautet bei einem Eisenbedarf von 837 t auf 720 000 R.-M. (Fortsetzung folgt.)

Bohr- und Sprengtechnik im Stollenbau unter Berücksichtigung des Sprengluftverfahrens.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **P. v. Fellner**, Berlin.

In der italienischen Zeitschrift „Sincronizzando“ 1925, Heft 12 u. 1926, Heft 1 erörtert Ing. Ciampi die Anwendung des Sprengluftverfahrens beim Ausbau des Wasserstollens an dem Marmore.

Der Marmore entspringt dem Quellengebiete des Mte. Cervino und nimmt dann zwischen steilen Felsen eingebettet gegen Südosten seinen Lauf, um schließlich bei Chatillon im Val' d'Aosta in die Dora Baltea einzumünden. Die im Kraftwerk gewonnene Energie dient der aufblühenden Industrie des Val' d'Aosta und als Kraftspeicher für die nordwestlichen Eisenbahnlinien. Der Wasserstollen zieht sich vom Becken von Maén am Osthange des Tales, den Gebirgszug durchschneidend, gegen Südosten bis Promiod, beginnt bei 1320 m Seehöhe und endet im Wasserschloß nach rd. 9 km Lauf mit etwa 2‰ Gefälle bei 1300 m Seehöhe.

Die Luftverflüssigungsanlage wurde im Jahre 1924 von der Societá idroelettrica Piemontese Lombarda Ernesto Breda in Lillaz aufgestellt. Vorausgegangen waren eingehende Versuche mit dem Verfahren beim Ausbau des Wasserkraftwerkes bei Chiavenna durch die Societá idroelettrica Cisalpina, die zur Zufriedenheit der Fachleute verliefen (s. Fellner, das Sprengluftverfahren im Stollenbau, „Die Bautechnik“ 1924, Heft 23).

Der Sprengluftgesellschaft Berlin, als der führenden Firma für dieses Verfahren, wurde die Lieferung der notwendigen Behelfsmittel, wie Transport- und Tauchgefäße, der geeigneten Zündstoffe und Patronen übertragen. In richtiger Erkenntnis der Wichtigkeit, von Haus aus Leute bei der Arbeit zu haben, die das neue Verfahren aus der Praxis heraus kannten, wurde der Sprengingenieur Ullrich mit der Anlage gleichzeitig übernommen. Ich selbst hatte Gelegenheit, während einiger Wochen den Vorarbeiten beizuwohnen und auch später noch die Arbeiten selbst und deren Fortschritt zu besichtigen.

Das bei diesen Arbeiten anstehende Gestein war fast durchweg kompakter Amphibolit im Wechsel mit Granit, Gneis und Dolomitenkalkstein. Der Querschnitt betrug rd. 7 m² bei 3 m Breite und 2,3 m Ortshöhe. Zur Abbohrung standen Preßluftabbohrmaschinen Ingersoll-Lyner Nr. 248 mit Wasserspülung zur Verfügung, mittels deren es möglich war, Bohrlöcher von 53 mm Durchm. beginnend bis 43 mm Enddurchmesser abzubohren. Sie waren für 4 bis 6 at Druck eingerichtet und auf Spannsäulen montiert. Die Härte des anstehenden Gesteins geht wohl am besten daraus hervor, daß zeitweilig bis zu 350 Bohrkronen für die Abbohrung von 25 bis 30 m Bohrloch verbraucht wurden, und doch hat auch in diesem Gestein das Sprengluftverfahren einen vollen Erfolg erzielt. Die von der Sprengluftgesellschaft gelieferten Carbenpatronen der Brisanz Db 1925 ersetzten das Dynamit Gomma B vollkommen und blieben hinter der Brisanz des Gomma A nur wenig zurück. Wirtschaftlich erwies sich das Sprengluftverfahren allen Verfahren weitaus überlegen, und die Ersparnisse mit ihm übersteigen 35 bis 40 %, insbesondere in äußerst hartem Gestein.[1]) Auch der durch die größeren Bohrlöcher bedingte Mehraufwand an Preßluft, der von den Gegnern des Verfahrens immer wieder in die Wagschale geworfen wird, kann seine Wirtschaftlichkeit nicht schmälern, da der Mehraufwand der Preßluftkosten nur höchstens 20 % betrug, somit weiter gar nicht ins Gewicht fiel. Im Durchschnitt der beiden Baujahre waren die Auffahrkosten des Stollens mit flüssigem Sauerstoff um 25 bis 35 % geringer als die mit Dynamiten. Dabei darf nicht übersehen werden, daß die ersten Monate der experimentellen Einführung des Verfahrens gehörten und schon aus diesem Grunde geringere Wirtschaftlichkeit zeigten, daß demnach im normalen fortlaufenden Betriebe die Ersparnisse trotz der Herstellung von Bohrlöchern mit größerem Durchmesser bedeutend höher sind.

Ciampi faßt die Eigenschaften des Verfahrens für den Stollenbau wie folgt zusammen:

a) Die Anwendung des Sprengluftverfahrens hat insofern großen sozialen Vorteil, als es alle Gefahren ausschaltet, die bei der Verwendung des Dynamits auftreten (gefrorene Patronen, nicht explodierte Rückstände im Haufwerk). Wenn ein Bohrloch aus irgend einem Grunde nicht explodierte (Versager) oder aus irgend einem Grunde eine Patrone nicht gezündet wurde, so hat der flüssige Sauerstoffsprengstoff den Vorteil, nach Ablauf von einer halben Stunde keinerlei Gefahr mehr zu bilden, da während dieser Zeit der Sauerstoff verdampft ist und die Patronen völlig ungefährlich geworden sind.

b) Wenn nun auch bei diesem Verfahren die Gefahrenquellen gegenüber den anderen Verfahren stark herabgemindert werden, so ist es doch notwendig, die mit flüssigem Sauerstoff getränkten Patronen mit einer gewissen Vorsicht zu behandeln. So ist es Vorschrift, die Patronen ohne starken Stoß oder Druck in das Bohrloch einzubringen, sowie sich davor zu hüten, mit offener Flamme oder Lampe an die Patrone zu kommen. (Aus dem letzteren Grunde empfiehlt sich die elektrische Zündung, da bei ihr das Zunahekommen mit einer Flamme zur Zündung der Zündschnur vermieden wird.[2])

c) Das Verfahren verlangt Bohrmaschinen zur Abbohrung von Bohrlöchern mit 42 mm Durchm.; aus diesem Grunde ist es weniger angezeigt bei der Arbeit in weichem Gestein mit normalen Handbohrmaschinen. Dort aber, wo das Gestein hart oder am härtesten (dura o durissima) ist und die Abbohrung starken Staub verursacht, der schädlich für die Mineure ist (Staub, der durch die Wasserspülung der Kolonnenbohrmaschinen entfernt wird, während Handbohrmaschinen also nicht angewandt werden können), und dort, wo es schließlich darauf ankommt, mit der Arbeit schnell fortzuschreiten, da bringt die Anwendung des Verfahrens einen großen Vorteil auch in wirtschaftlicher Hinsicht (über 25 %) mit sich.

Ing. Ciampi hat diese Sätze geschrieben, bevor noch die Arbeiten beendigt waren, und der Abschluß gibt ihm, insbesondere betreffs der Unfälle recht. Nach mir kürzlich gewordenen Mitteilungen sind beim Ausbau des Marmore-Wasserstollens insgesamt 20 tötliche Unfälle bei Sprengarbeiten zu beklagen gewesen, wovon nicht einer auf das Sprengluftverfahren fiel.

Abb. 1 zeigt die Luftverflüssigungsanlage in Lillaz, Abb. 2 den Transport des flüssigen Sauerstoffes in 15-l-Metalltransportgefäßen der Sprengluftgesellschaft Berlin auf der Seilbahn von der Erzeugungsanlage zu den 2 bis 4 km entfernten und 200 bis 400 m höher liegenden Arbeitsorten, Abb. 3 die Hilfsgeräte für das Sprengluftverfahren, rechteckige und zylindrische Tauchgefäße und elektrische Zünder, Abb. 4 das Tränken der Patronen, Abb. 5 die Arbeit an der Stollenbrust mit aufgestellten Ingersoll-Lyner-Bohrmaschinen auf senkrechten Spannsäulen mit Wasserspülung.

Die nebenstehende Tabelle (S. 501) ist ein Aufzeichnungsbild über eine einmonatliche Arbeit mit dem Sprengluftverfahren und zeigt deutlich die gute Anwendungsmöglichkeit und den Erfolg des Sprengluftverfahrens im Stollenbetriebe.

Als im Frühjahr 1926 die Arbeiten am Marmore vollendet waren, wurde die Luftverflüssigungsanlage zum zweiten Ausbau bei Verres im Val' d'Aosta transportiert und gleichzeitig mit einem zweiten Trennapparat auf rd. 1200 m Höhe aufgestellt. Auch hier hat das Verfahren vom ersten

[1]) Bei neuzeitlichen Luftverflüssigungsanlagen mit doppelter Rektifikationssäule erhöhen sich die Ersparnisse noch dadurch, daß der Energieverbrauch für 1 kg erzeugten Sauerstoff nur noch 1,5 gegen bisher 3 kWh beträgt.

[2]) Dieser Nachteil der Zündschnur wird durch Aufbringung guten Besatzes aufgehoben.

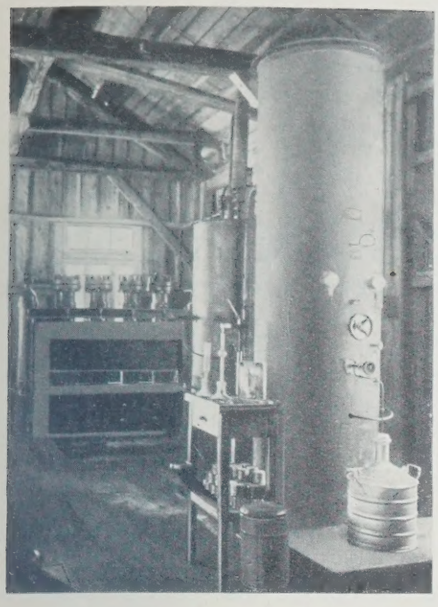


Abb. 1. Luftverflüssigungsanlage.

Abb. 3. Hilfsgeräte.

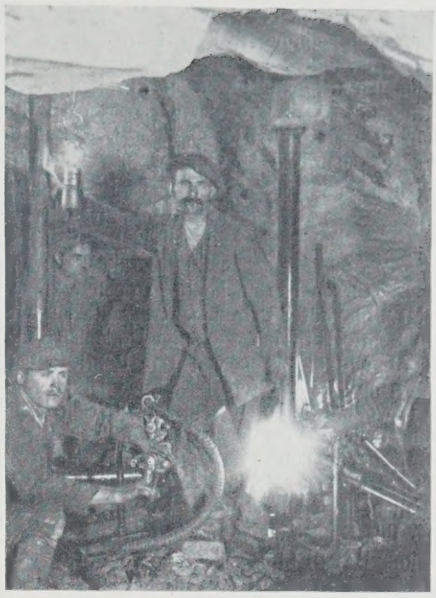


Abb. 5. Arbeit im Stollen.

Betriebsangaben Breda nach Ing. Ciampi, Sincronizzando, Januar 1926.

Täglicher Quer-schnitt	Attacken	Vor-trieb in m	Aus-bruch in m³	Bohr-löcher Zahl	Bohr-löcher je m³	Bohrmeter ge-samt	Bohrmeter Bohr-loch-länge	täglicher Verbrauch Bohr-schneiden	Patronen	O_2 kg	Patro-nen/m³	O_2/m³	O_2 je Patrone	Durch-fahrenes Gestein
7,36	3	4,05	29,60	69	3,85	112	1,65	276	225	180	7,6	6,05	0,80	
7,36	4	4,40	32,40	92	3,80	117	1,28	240	252	208	7,8	6,45	0,82	
7,36	3	4,00	29,50	69	3,89	132	1,55	168	218	180	7,4	6,15	0,83	
7,52	4	5,00	37,80	91	5,21	136	1,50	205	246	221	6,5	5,85	0,90	
7,68	3	3,20	24,50	68	3,65	88	1,30	197	222	193	9	7,90	0,87	
7,84	4	4,70	36,00	89	3,55	139	1,45	187	240	204	6,7	5,70	0,85	
8,30	3	3,50	29,00	66	2,90	84,5	1,28	190	217	200	7,5	6,90	0,92	
7,68	4	4,20	32,10	88	3,65	116	1,32	211	264	212	8,2	6,60	0,83	
7,68	4	4,50	34,50	88	3,48	104	1,30	310	242	213	7,2	6,20	0,88	
7,84	3	3,40	26,60	68	2,54	85	1,25	244	220	190	8,4	7,15	0,87	
7,84	4	4,00	31,40	82	2,60	98,5	1,20	229	235	211	7,5	6,75	0,90	
7,84	4	4,00	31,40	85	3,24	102	1,20	224	241	200	7,0	6,38	0,82	
7,84	3	3,30	25,90	67	2,57	83	1,24	182	180	150	6,5	5,80	0,83	
7,84	4	4,10	32,10	89	3,12	89	1,20	173	210	188	5,6	5,85	0,89	
8,00	4	4,00	32,00	91	3,80	114	1,25	137	242	205	7,6	6,45	0,85	
8,00	3	3,00	24,00	64	3,39	81	1,27	188	175	156	7,3	6,50	0,89	
8,00	3	3,00	24,00	69	3,55	86,5	1,26	208	240	192	10,0	8	0,80	
8,00	4	4,00	32,00	89	3,34	89	1,20	233	228	205	7,1	6,40	0,90	
8,00	3	3,00	24,00	62	3,20	76	1,22	197	260	239	10,9	9,95	0,91	
8,00	3	3,70	29,50	67	3,00	88	1,32	166	220	195	7,5	6,60	0,88	Kompakte, harte, zähe Amphibolite
7,84	3	3,60	28,30	68	3,11	88	1,30	151	190	172	6,7	6,10	0,91	
8,16	4	3,40	27,80	65	3,00	83	1,27	256	210	180	7,6	6,50	0,86	
7,84	4	4,00	31,40	89	3,35	87	1,18	218	228	210	7,2	6,70	0,92	
7,60	3	3,30	25,00	66	2,65	83	1,25	193	236	206	9,5	8,20	0,87	
7,80	3	3,50	27,25	66	3,45	87	1,27	210	190	173	7,0	6,35	0,91	
7,68	4	4,00	30,50	87	3,60	102	1,17	163	235	190	7,7	6,25	0,80	Granit
7,84	3	3,70	29,00	64	2,75	81	1,26	189	210	186	7,2	6,40	0,88	Gneis
7,04	3	3,80	26,80	67	3,43	91,8	1,37	174	215	179	7,9	6,65	0,83	Kristall
7,10	4	4,20	29,90	86	3,33	99	1,15	184	240	180	7,0	6,05	0,86	Schiefer
7,10	4	3,80	27,00	88	3,58	96,8	1,10	196	245	210	8,8	7,80	0,86	„
7,10	4	4,00	28,40	92	3,90	110	1,20	167	240	212	8,5	7,50	0,87	„
7,70	4	3,80	29,30	77	3,43	88	1,28	235	228	199	7,7	6,39	0,83	Durch-schnitt

Tage seiner Anwendung an nur gute Arbeit geleistet und die gleichen Ersparnisse wie am Marmore erzielt. Dieser Plan sieht einen rd. 5 km langen Stollen vor, der an zwei Anschlägen und drei Fenstern mit je zwei Attacken aufgefahren wird. Der Querschnitt ist 7 m². Von den drei Fenstern werden die beiden nördlich gelegenen mit flüssigem Sauerstoff, das dritte Fenster und die beiden Anschläge mit Dynamit beschossen; letztere stehen in weicherem Gestein, während Fenster 1 u. 2 in härtestem verspannten Granit stehen, der teilweise mit Gneis und Hornblende wild verworfen ist; oft ziehen sich unregelmäßig Quarzadern und -kegel durch das Gestein und erschweren Bohr- und Sprengbetrieb. Zu allem Überflusse tritt auch Serpentin unregelmäßig auf. Es ist erklärlich, daß es dann manchmal notwendig wird, einzelne Abschläge zweimal zu besetzen. Auch Gegenversuche mit Gomma A u. B zeitigten die gleiche Wirkung. War vorher der tägliche Fortschritt an einer Ortsbrust nicht unter 4 lfd. m bei einem durchschnittlichen Sprengstoffverbrauch von

Abb. 2. Transport auf Seilbahn.

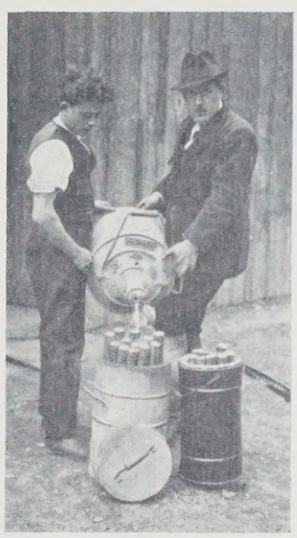


Abb. 4. Das Tauchen.

3 kg/m³, so sank in der Zeit der Fortschritt auf 1,4 m, und der Sprengstoffbedarf stieg auf 4,5 kg Gomma A für 1 m³ Ausbruch. Und auch in diesem härtesten, verspannten, verworfenen Material, unberechenbar in seiner Reiß-, Spreng- und Abgleitfähigkeit gibt der flüssige Sauerstoff als Sprengstoff in nichts dem Gomma A u. B nach. Allerdings geschossen von einer Mannschaft, die seit zwei Jahren mit dem Sprengstoff vertraut, Lust und Liebe zu seiner Anwendung hatte und jeden, auch den kleinsten Vorteil ausnutzte, um die Erfolge zu steigern, eine Belegschaft, die am eigenen Körper die geringere Gefahren- und Unfallmöglichkeit des Verfahrens gegenüber der Anwendung von Dynamiten erfahren hatte. Insbesondere im Winter bei den dort herrschenden Normaltemperaturen von — 10° und darunter ist der Transport der Gelatinesprengstoffe auf kleinen Lastkraftwagen über die engen, stark vereisten Gebirgstraßen stets gefahrvoll und unsicher. Dieser Übelstand fällt beim Sprengluftverfahren vollständig aus.

An die Flüssiglufterzeugungsanlage angebaut ist eine Patronenfüll-einrichtung, in der aus teilweise fertig angeliefertem Mischgut mit einheimischen Arbeitskräften die für die Arbeit notwendigen Patronen erzeugt werden. Zu der Arbeitstelle Fenster 1 führt eine „Piana inclinata" (Bremsberg) mit bis zu 85% Steigung und 300 m Länge. Die gefüllten Transportgefäße werden, in eigene Drahtkörbe eingesetzt, in die Wagen gehängt und so in stets senkrechter Lage befördert.

Zum zweiten Fenster wird der flüssige Sauerstoff vorerst bis zur Talstation mittels Kleinautos von dort auf einem rd. 500 m langen Bremsberge mit bis zu 65° Steigung bis zum Stollenmund weiter befördert. Die Anlieferung geschieht zur Schichtmitte, und zwar für jedes Ort und jeden Abschuß 45 bis 50 l flüssiger Sauerstoff und 70 bis 75 Oxyliquit-Patronen der Brisanzstärke Oxyliquit Db 40/300. Das Trockengewicht der

Patronen betrug 140 g, die Aufsaugung 440 g Sauerstoff. Einschl. sämtlicher Verdampfungsverluste betrug der Bedarf je Patrone 900 g in der Anlage erzeugten flüssigen Sauerstoffes, wobei die Ausnutzung noch nicht rationell durchgeführt war. Der Preis des erzeugten flüssigen Sauerstoffes betrug je 1 rd. 1,5 Lire, der der Patronen 2 Lire für 1 Stück. $2^1/_2$ bis 3 Patronen Db ersetzen 1 kg Gomma B, dessen Preis zurzeit 21 Lire beträgt. Die Kosten der 1 kg Gomma in seiner Wirkungstärke gleichen Menge flüssigen Sauerstoffs beträgt daher:

2,7 1 O_2 = 4,05 Lire
3 Patronen = 6 „
10,05 Lire

Zu diesen Kosten kommen noch erhöhte Ausgaben für Zündmaterial mit 1,2 Lire für 3 Patronen, ferner die erhöhten Kosten für die Abbohrung von Bohrlöchern mit größeren Durchmessern. Wenn man annimmt, daß die Abbohrungskosten von 1 m Bohrloch bei 35 mm Durchm. im Mittel an Preßluft usw. 1 Lire kostet, so ist nach Versuchen der Mehraufwand für je weitere 5 mm Durchm. bei gleichbleibender Maschine rd. 9 bis 10%. Wenn daher für die flüssige Luft bei den Ausbauten im Durchschnitt 45 mm Bohrlöcher gebohrt werden, so ist der Kostenmehraufwand 20% oder 20 Cent je Bohrmeter, da aber anderseits auf 1 Bohrmeter rd. 1 kg Dynamit entfallen, so stellt sich der Kostenvergleich von 1 kg Gomma B gegenüber flüssigem Sauerstoff wie folgt:

Gomma B = 21 Lire, 2,7 1 O_2 zu 1,5 Lire = 4,05 Lire
3 Patronen zu 2 „ = 6 „
Mehrkosten Zündung = 1,20 „
„ Abbohrung = 0,20 „
zus. 11,45 Lire

also Gomma B = 100%, flüssige Luft = 54,3%, d. h. eine Ersparnis von rd. 45%. Allerdings verringern sich diese Ersparnisse dann, wenn noch die Amortisation der Anlage eingeschlossen werden muß. Daß jedoch auch diese keinen nachteiligen Einfluß auf die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens ausübt, soll die anschließende Berechnung dartun.

Bei einer Länge von 2,4 km und einem Querschnitt von 7 m^2 des auszubauenden Stollens wird eine Menge von 16 800 m^3 Stein ausgebrochen. Da der Bedarf an Sprengstoff rd. 3 kg/m^3 beträgt, ergäbe dies einen Gesamtaufwand von 50 400 kg Gomma B, d. h. 1 060 000 Lire. Da aber nach obigem bei Anwendung des Sprengluftverfahrens eine Ersparnis von 45% eintritt, so steht eine Summe von rd. 500 000 Lire zur Tilgung und Verzinsung des investierten Kapitals zur Verfügung. Eine Anlage von 25 kg Stundenleistung, wie sie für die vorgenannten Arbeiten in Frage käme, kostet aber einschl. Fracht, Verzollung, Antransport, Montage und des notwendigen Gefäßparkes rd. 250 000 Lire, so daß bereits in der halben Arbeitszeit die Anlage vollkommen abgeschrieben ist.[3]) Die vorstehenden Ausführungen zeigen also, daß das Sprengluftverfahren auch im Stollenbetriebe wirtschaftlich angewandt wird, nachdem es in allen anderen Zweigen der Sprengtechnik seit längerer Zeit festen Fuß gefaßt hat.

Erfahrungen aus dem Spreng- und Bohrbetrieb.

Aber es muß eindringlich davor gewarnt werden, das Verfahren aus Eigenem entwickeln zu wollen und die Hilfe der Kreise oder Firmen, die sich seit Jahrzehnten mit ihm beschäftigen, abzulehnen, vielleicht nur aus dem Grunde, weil die Einführungskosten mit 1000 bis 2000 R.-M. zu hoch erscheinen. Überall dort, wo ernstlich an die Anwendung herangegangen wurde, wo Verständnis für die Kinderkrankheiten beim Erlernen der Anwendung des Verfahrens vorhanden war, anfänglich geringe Erfolge in den ersten ein bis zwei Monaten der Einführung des Verfahrens, zu eifriger Schulung der Belegschaft und hartem Dahintergreifen Veranlassung gaben, da hat das Verfahren festen Fuß gefaßt und immer mehr an Anhängern, nicht nur in der Belegschaft, sondern auch in der technischen Leitung gewonnen. Es kann nach allen Erfolgen kein Zweifel mehr darüber sein, daß das Verfahren sich für den Stollenbau hervorragend eignet.[4])

Allerdings ist Voraussetzung für einen nachhaltigen Erfolg die Anwendung aller der Hilfsmittel, die den Erfolg vorbereiten und sichern. Eine einmalige etwas erhöhte Ausgabe für tadelloses Bohrgerät erhöht nur die Ersparnisse und macht sich mehrfach bezahlt.

Darum ist auch der Bohrtechnik ein erhöhtes Augenmerk zu schenken, und als besonderes Erfordernis in den Vordergrund zu stellen, daß bei der Abbohrung, besonders in hartem und härtestem Gestein, zuerst stets die Zentralbohrlöcher gebohrt werden und erst nach deren Fertigstellung die Hilfs- und Kranzbohrlöcher abzubohren sind. Denn deren Länge und Stellung muß von den ersteren abhängig sein, will man nicht unliebsame Überraschungen erleben. Es kommt nur zu oft, gerade im härtesten Gestein vor, daß sich die Bohrlöcher nur unregelmäßig lang abbohren lassen, sei es wegen Bruches von Bohrstählen, sei es wegen plötzlich auftretender Abgleitflächen im Gestein, die ein weiteres Angreifen der Bohrkronen verhindern und den Bohrstahl ableiten. Wird nun umgekehrt verfahren, werden also zuerst die Kranzbohrlöcher und dann erst der Einbruch gebohrt, so ist es möglich, daß die ersteren den letzteren gegenüber zu kurz oder schlechter noch zu lang geraten und der Schießeffekt darunter leidet. Möglichst zueinander geneigte Einbruchlöcher, die sich im Tiefsten so weit als möglich nähern, ohne sich jedoch zu treffen, sind 75% des Gesamterfolges. Die Hilfs- und Kranzbohrlöcher länger als den Einbruch zu bohren, mag in weichem Gestein noch manchmal sprengtechnisch möglich sein, nie aber in hartem, zähem Gestein. Andernteils ist Überbohrung Verschwendung an Zeit, Bohrmaterial und Munition, vermindert erheblich den Schießeffekt des Sprengstoffes, da seine Hauptenergie zur Expansion an einem Punkte des Bohrloches vergeudet wird und dessen Vorgabe er niemals abwerfen kann. Nicht dort wird technisch gute Arbeit geleistet, wo ein System festgelegt und nach diesem ständig geschossen wird, sondern nur dort, wo jeder einzelne Bohreransatz zweckmäßig durchdacht geschieht, nur dort, wo man im Wechsel der Art und Weise der Abbohrung sieht, daß eine frische Beweglichkeit in der Erfassung der Bohrarbeit vorhanden ist. Dort werden aber auch die Erfolge liegen, der Fortschritt der beste und auch die Wirtschaftlichkeit klar zu erkennen sein. Abb. 6 bis 9 sollen nur Anhaltspunkte für praktische Abbohrmethoden sein, ohne Anspruch auf ihre immer mögliche Anwendung zu erheben. Es sind Bilder, aus der Praxis entnommen, die zu Versuchen im Wechsel anregen sollen.

Mag grundsätzlich das Bestreben vorherrschen, die ganze Ortsbrust auf einmal abzuschießen, um dadurch nur einmal in der Schicht die Wartezeit bis zum Abzug der Nachschwaden und nur einmal die Abräumarbeitszeit für das geworfene Material vor Ort von der Gesamtarbeitszeit zu verlieren, so erscheint es doch nicht immer angängig, unbedingt an dieser Einteilung festzuhalten. Insbesondere dann, wenn es in ganz hartem, zähem Gestein immer wieder vorkommt, daß beim Beschusse lange Büchsen stehen bleiben, die durch Nachladen — wenn, so nur mit großer Sprengstoffvergeudung, — entfernt werden können, halte ich es nach allen Versuchen für unbedingt wirtschaftlich angezeigt, zuerst den Einbruch mit zwei oder drei Hilfslöchern abzubohren und abzuschießen, die weitere Abbohrung aber erst dann vorzunehmen, bis der Erfolg der Einbruchlöcher klar vor einem liegt. Es ist unrichtig, wenn behauptet wird, daß diese Art mehr Zeit erfordert; gewiß nach Minuten berechnet, nicht aber berechnet nach dem

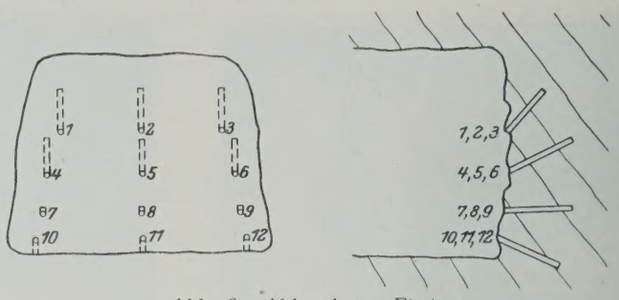


Abb. 6. Abbruch zur Firste.

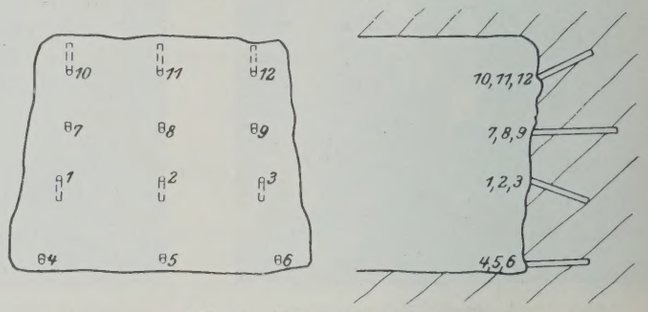


Abb. 7. Einbruch zur Sohle.

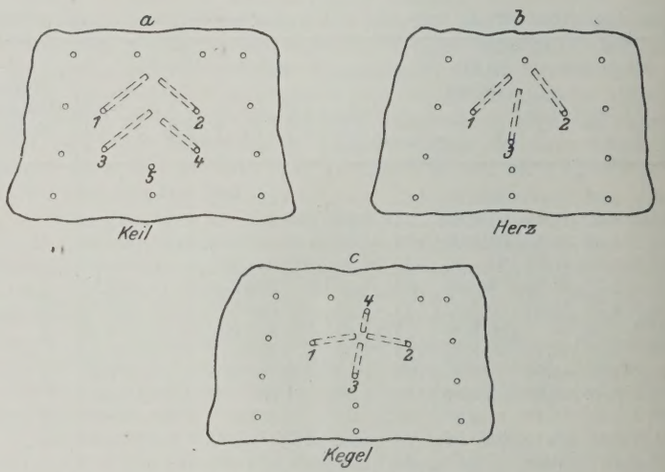


Abb. 8. Zentraleinbrüche.

[3]) Die obige Berechnung ist auf der Grundlage der bisherigen Luftverflüssigungsanlagen aufgestellt, bei Aufstellung einer neuzeitlichen Anlage, wie in Fußnote 1 ausgeführt, würde mit einer bedeutend kleineren und daher billigeren Anlage das Auslangen gefunden werden.

[4]) Zurzeit steht schon ein großer Stab von sachverständigen Sprengluft-Ingenieuren und Mineuren zur Verfügung, die Interessenten vom Stammhause (Sprengluft-Ges. Berlin) jederzeit namhaft gemacht werden.

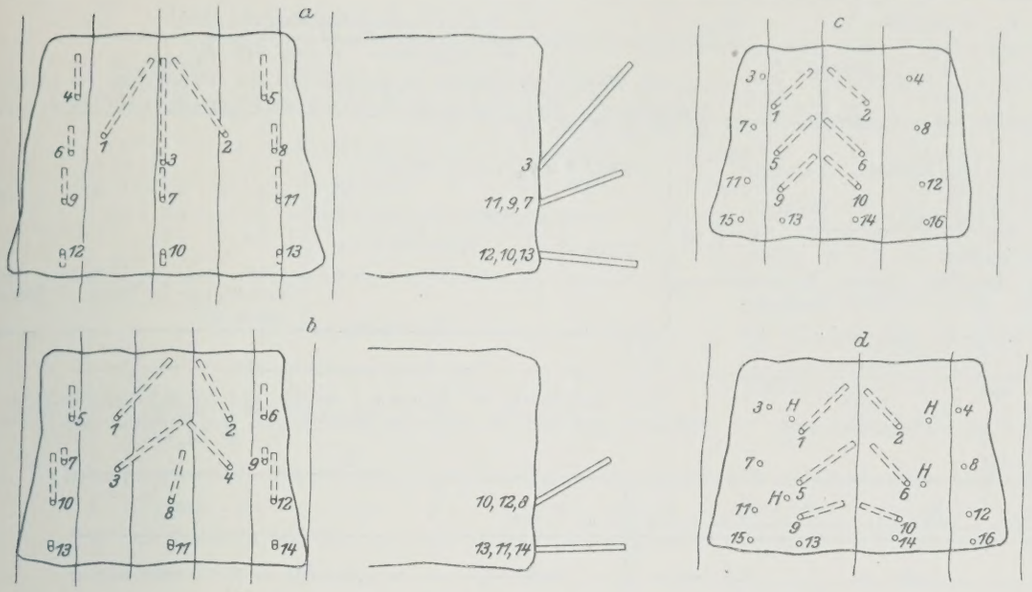


Abb. 9. Lage der Hilfs- und Kranzbohrlöcher zum Einbruch.

Zeitverbrauch für ein aufgefahrenes lfd. Stollenmeter, und auf den kommt es schließlich beim Abschluß der Arbeiten an. Dasselbe gilt auch bei allen den Beschüssen, bei denen das Gestein im Abschlag selbst unregelmäßig geschichtet ist. Nur der Einbruch, ob er nun in der Mitte an irgend einem Stoße, in der First oder in der Sohle gelegen ist, kann uns ein Bild von der Sprengmöglichkeit geben. Überladungen und damit Sprengstoffvergeudungen werden dadurch vermieden, abgesehen von der nicht zu unterschätzenden wertvollen Schulung der Mineure im wirtschaftlichen Denken und Arbeiten.

Aber auch die Wahl des Sprengstoffes muß mit der Bohrtechnik Hand in Hand gehen und sich nach der Schießbarkeit des anstehenden Materials richten. Mögen in 80 % aller Fälle die brisantesten Sprengstoffe (Dynamit und neuerdings flüssiger O_2-Sprengstoff) jede Schwierigkeit überwinden. Es kommt aber nur allzuoft vor, daß nach einem Abschlage die Leute ratlos vor ihrer Arbeit stehen, weil der Sprengstoff nicht restlos gearbeitet hat. Hier war dann meist ein Umstand übersehen, der gar oft dazu führte, daß entweder noch mehr geladen oder aber noch stärkerer Sprengstoff angewandt wurde, mit meist noch geringerem Erfolge. Das geübte Auge erkennt aus der Art der Büchsenbildung, wo hier der Fehler gelegen hat, und zwar nicht an der zu geringen Brisanz oder Menge des Sprengstoffes, wenn die Büchsen sich keilförmig nach vorn erweitern oder Kessel im Bohrlochtiefsten entstanden. Im ersteren Falle war der Sprengstoff zu brisant, das Material zu nachgiebig, wich dem ungeheuren Gasdrucke aus, verdichtete sich gegen das Feste, so den Lade- oder besser Expansionsraum erweiternd, ohne daß das Gestein zum Abwurf gelangte, da Explosionsstoß und Abwurfkräfte des Explosivstoffes sich derart schnell hintereinander folgten, daß diese abglitten und verpufften. Im letzteren Falle, dem typischen Vorkommen in weichem Gestein, war die Ladesäule zu kurz oder besser gesagt, die Energie zu sehr im Bohrlochtiefsten vereinigt, um längs der ganzen Fläche des Bohrloches wirken zu können. Im Augenblick der Explosion wurde das den Sprengstoff unmittelbar umgebende Gestein zertrümmert und gegen das Feste verdichtet, durch die Weichheit und Durchlässigkeit des anstehenden Materials konnten die Druckgase des Sprengstoffes früher sich im Gestein verlieren, ehe sie abwerfende Arbeit zu leisten brauchten, während im ersteren Falle sie wenigstens dort noch ihre Kraft entfalteten, wo keine zu schwere Arbeit mehr zu leisten war. In beiden Fällen wäre es angezeigt gewesen, weniger brisante Sprengstoffe anzuwenden, oder aber im ersten Falle wenigstens die Sprengstoffsäule im Bohrloch möglichst zu strecken.

Im Bergbau, wo die Sprengstoffkosten nur einen geringeren Anteil der Gesamtgewinnungskosten des Materials darstellen, ist man eifrig bestrebt, durch Ausbau der Spreng- und Bohrtechnik wirtschaftlicher zu arbeiten; um wieviel mehr wäre dies im Stollenbau am Platze, wo die Sprengstoffkosten einen bedeutend höheren Anteil für 1 aufgefahrenes Stollenmeter ausmachen.

Berechnung gewölbter Talbrücken auf hohen, elastischen Pfeilern bei räumlichem Kraftangriff mittels des Formänderungsverfahrens.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ing. **Robert Schwarz**, Konstrukteur der Deutschen Technischen Hochschule in Brünn.

(Schluß aus Heft 34.)

2. Windbelastung $w = 100$ kg/m². Die Windangriffsflächen der Pfeiler werden durch wagerechte Trennungslinien in den Teilmitten in 15 (Pfeiler III) Einzelflächen geteilt. Die in den Schwerpunkten dieser Flächen angreifend gedachten Windlasten ω_1 bis ω_{15} verursachen in den Pfeilerpunkten 1—14 (Teilmitten) die Biegungsmomente $\mathfrak{M}^o_{xp}$, womit nach Bildung der entsprechenden Summenwerte mit Gl. 32a die Pfeilerkopfverschiebungen Δ^o_{xp}, Δ^o_{zp} und nach Gl. 31 die Einspannungswerte $\mathfrak{M}_{xp}$, $\mathfrak{Z}_{zp}$ gegeben sind (Tabelle c, d).

Tabelle c.

Last	ω in t	Last	ω in t	Punkt	$\mathfrak{M}^o_{xp}$	Punkt	$\mathfrak{M}^o_{xp}$
ω_1	0,370	ω_8	1,742	1	0,2405	8	118,0
ω_2	0,833	ω_9	1,675	2	2,470	9	156,0
ω_3	1,033	ω_{10}	2,442	3	8,200	10	213,0
ω_4	1,349	ω_{11}	2,573	4	22,00	11	280,0
ω_5	1,303	ω_{12}	2,337	5	36,00	12	347,0
ω_6	1,214	ω_{13}	3,358	6	54,00	13	449,0
ω_7	1,622	ω_{14}	4,842	7	83,00	14	616,0
		ω_{15}	3,083				

Tabelle d.

Pfeiler	Wind auf die unbelastete Brücke $w = 100$ kg/m²			
	$\frac{E}{\mu_p} \cdot \Delta^o_{xp}$	$\frac{E}{\mu_p} \cdot \Delta^o_{zp}$	$\mathfrak{M}_{xp}$ tm	$\mathfrak{Z}_{zp}$ t
I	934 05	— 15,940 46	13,171	3,684
II, IV	2,984 05	— 93,639 11	45,965	7,433
III	3,600 05	— 127,457 51	58,757	8,620
			Einspannungswerte.	

b) Bogenberechnung (Abb. 8).

1. Ermittlung der Festwerte $k\,m$. Eine Bogenhälfte wird nach festen Bogengrößen $\frac{\Delta s}{J} = \mu = 0{,}2615$ in zehn Teile geteilt, und die Größen ψ' werden für die Teilmitten nach Gl. 3 sowie $\nu = 0{,}2083\,\psi' \cdot \frac{h^2 + b^2}{b^2}$ berechnet. Tabelle e enthält alle grundlegenden Werte für die weitere Bogenberechnung. Die Lage des Poles O ist mit Gl. 12a bestimmt.

Tabelle e.

Punkt	b m	h m	ψ'	ν	$\sin\varphi$	$\cos\varphi$
1	0,900	3,67	3,400	12,49	0,045	0,999
2	0,910	3,68	3,403	12,31	0,135	0,992
3	0,925	3,69	3,405	12,00	0,226	0,975
4	0,945	3,70	3,410	11,60	0,317	0,949
5	0,970	3,72	3,415	11,10	0,409	0,913
6	1,010	3,75	3,422	10,50	0,500	0,866
7	1,054	3,78	3,430	9,90	0,595	0,805
8	1,120	3,82	3,440	9,06	0,687	0,728
9	1,200	3,88	3,451	8,23	0,779	0,628
10	1,300	3,94	3,463	7,34	0,865	0,503
k	1,350	3,98	—	—	0,903	0,432

Die Werte a', b' sind hierbei für den vorliegenden Kreisbogen vom Halbmesser $r = 10{,}845$ vereinfacht nach Gl. 13a zu berechnen. Man findet $o = -\frac{80{,}2731}{82{,}710} = -0{,}970^5$ m. O liegt demnach oberhalb des Bogenscheitels S. Nun werden mit den Gl. 15a die Nennergrößen δ_{xx}... und deren reziproke Werte n_x, n_y, n_z berechnet, wobei p und q mit Gl. 16a für den Kreisbogen zu bestimmen sind:

$r - o = 10{,}845 - (-0{,}970^5) = 11{,}815^5$, $\delta_{xx} = 165{,}420 \cdot \frac{\mu}{E}$,

$\delta_{yy} = 64{,}063 \cdot \frac{\mu}{E}$, $\delta_{zz} = 1509{,}626 \cdot \frac{\mu}{E}$,

$n_x = 0{,}006\,045 \cdot \frac{E}{\mu}$, $n_y = 0{,}015\,61 \cdot \frac{E}{\mu}$, $n_z = 0{,}000\,662\,4 \cdot \frac{E}{\mu}$.

Mit $f = 9{,}63$ m, $f - o = 9{,}63 - (-0{,}970^5) = 10{,}6005$ und $\frac{l}{2} = 11{,}45$ m sind nach den Gl. 21 bis 26 die Werte k', k'', m', m'' gegeben; sie werden in der folgenden Tabelle Ia und Ib angeschrieben, wobei die oberen Zeichen für k'', m'', die unteren für k', m' gelten. Für die wejtere Berechnung wurde, da das ganze Bauwerk aus einem einheitlichen Baustoff besteht, $E = \mu = 0{,}2615$ t/m² gesetzt, so daß $\frac{E}{\mu} = 1$ wird. Derselbe Wert für E ist demnach auch bei den Pfeilerwerten p zu berücksichtigen, so daß $\frac{E}{\mu_p} = \frac{0{,}2615}{0{,}0191} = 13{,}691$ folgt, womit alle p-Größen der Tabelle b noch zu multiplizieren sind.

Ia

Bewegung	$\bar{k}_{x(x,y,z)}$	$\bar{k}_{y(x,y,z)}$	$\bar{k}_{z(x,y,z)}$	$m_{x(x,y,z)}$	$m_{y(x,y,z)}$	$m_{z(x,y,z)}$
$\Delta\varphi_x = 1$	$\overset{+}{+}$ 0,080 482	$\overset{+}{-}$ 0,080 402	$\overset{-}{-}$ 0,007 022	$\overset{-}{-}$ 0,080 482	$\overset{-}{+}$ 0,080 402	$\overset{+}{+}$ 0,007 022
$\Delta\varphi_y = 1$	$\overset{+}{-}$ 0,080 402	$\overset{+}{+}$ 0,102 450	$\overset{-}{+}$ 0,007 584	$\overset{+}{-}$ 0,080 402	$\overset{+}{+}$ 0,071 230	$\overset{-}{+}$ 0,007 584
$\Delta z_z = 1$	$\overset{-}{-}$ 0,007 022	$\overset{-}{+}$ 0,007 584	$\overset{+}{+}$ 0,000 6624	$\overset{+}{+}$ 0,007 022	$\overset{+}{-}$ 0,007 584	$\overset{-}{-}$ 0,000 6624

Ib

2. Windbelastung. In gleicher Weise wie bei den Pfeilern (Abb. 8) wird die Windangriffsfläche des Bogens und Parapetes durch Lotrechte in den Mitten der Teile in 22 Streifen zerlegt und werden die Windlasten $\bar{\omega}_1$ bis $\bar{\omega}_{11}$ in den Schwerpunkten dieser Teilflächen angreifend gedacht. Diese Lasten verursachen in den Teilmitten die Momente $\mathfrak{M}^o_{x\,b}$, $\mathfrak{M}^o_{y\,b}$ und Querkräfte $\mathfrak{Q}^o_{z\,b}$, mit welchen Größen nach Gl. 36 die Biegungsmomente $\mathfrak{M}^o_b$ und Drillungsmomente $\mathfrak{M}^o_t$ errechnet werden. In Tabelle f sind die bezüglichen Werte zusammengestellt. Die oberen Zeichen gelten für die rechte, die unteren für die linke Bogenhälfte. Für den vorliegenden symmetrischen Belastungsfall folgt nach Berechnung der entsprechenden Summenwerte nach Gl. 35a $\mathfrak{x}_y = +\,1{,}6651$ tm.

Tabelle f.

Punkt	Windlasten in t	Punkt	$\mathfrak{M}^o_{x\,b}$ tm	$\mathfrak{M}^o_{y\,b}$ tm	$\mathfrak{M}^o_b$ tm	$\mathfrak{M}^o_t$ tm	$\mathfrak{Q}^o_{z\,b}$ t
$\bar{\omega}_1$	0,0955	1	$\overset{+}{-}$ 0,040	= 0,0233	= 0,025 07	$\overset{+}{-}$ 0,038 91	$\overset{-}{+}$ 0,0955
$\bar{\omega}_2$	0,1901	2	$\overset{+}{-}$ 0,150	= 0,200	= 0,218 7	$\overset{+}{-}$ 0,121 8	$\overset{-}{+}$ 0,2856
$\bar{\omega}_3$	0,2058	3	$\overset{+}{-}$ 0,350	= 0,550	= 0,615 4	$\overset{+}{-}$ 0,217 0	$\overset{-}{+}$ 0,4914
$\bar{\omega}_4$	0,2331	4	$\overset{+}{-}$ 0,680	= 1,180	= 1,335 4	$\overset{+}{-}$ 0,217 12	$\overset{-}{+}$ 0,7245
$\bar{\omega}_5$	0,2691	5	$\overset{+}{-}$ 1,230	= 2,050	= 2,374 8	$\overset{+}{-}$ 0,284 5	$\overset{-}{+}$ 0,9937
$\bar{\omega}_6$	0,3183	6	$\overset{+}{-}$ 2,150	= 3,160	= 3,811 5	$\overset{+}{-}$ 0,281 9	$\overset{-}{+}$ 1,3120
$\bar{\omega}_7$	0,3953	7	$\overset{+}{-}$ 3,680	= 4,710	= 5,981 1	$\overset{+}{-}$ 0,159 9	$\overset{-}{+}$ 1,7073
$\bar{\omega}_8$	0,4688	8	$\overset{+}{-}$ 6,100	= 6,650	= 9,031 9	$\overset{-}{+}$ 0,127 7	$\overset{-}{+}$ 2,1761
$\bar{\omega}_9$	0,5821	9	$\overset{+}{-}$ 9,855	= 9,050	= 13,360	$\overset{-}{+}$ 0,861 1	$\overset{-}{+}$ 2,7582
$\bar{\omega}_{10}$	0,7022	10	$\overset{+}{-}$ 15,761	= 11,960	= 19,649	$\overset{-}{+}$ 2,417 6	$\overset{-}{+}$ 3,4604
$\bar{\omega}_{11}$	2,230	k	$\overset{+}{-}$ 20,076	= 13,200	= 23,800	$\overset{+}{-}$ 3,230 0	$\overset{-}{+}$ 4,0838
		Pf	$\overset{+}{-}$ 43,211	= 21,545	—	—	$\overset{-}{+}$ 5,6904

Nach Gl. 34 ergeben sich die Einspannungswerte der Bogenkämpfer mit $\mathfrak{M}_{x\,b} = \overset{-}{-}\,43{,}211$ tm, $\mathfrak{M}_{y\,b} = \overset{+}{-}\,19{,}8799$ tm, $\mathfrak{Z}_{z\,b} = \overset{+}{+}\,5{,}6904$ tm. Mit den entsprechenden Pfeilerwerten nach Tabelle d ergeben die Gl. 38 die Einspannungswerte der einzelnen Knotenpunkte des Grundsystems. Bei gleichen Bogen wird $\mathfrak{M}'_{x\,b} = \mathfrak{M}''_{x\,b} = \mathfrak{M}_{x\,b}$ usw. Die Einspannungswerte werden in Tabelle g angegeben.

Tabelle g.

Pfeiler	Windlast 100 kg/m²	
	$\mathfrak{M}_x$ tm	$\mathfrak{Z}_z$ t
I	— 73,250	+ 15,065
II, IV	— 40,456	+ 18,8138
III	— 27,6642	+ 20,0008

B. Berechnung der Bogenreihe.

a) Teilsysteme 1 (I—III, III—B).

Die Werte k' der Tabelle Ia ergeben mit den entsprechend ($\times$ 13,691) multiplizierten Pfeilerwerten der Tabelle b die Festgrößen der Gleichungen für Punkt II und IV.

II,IV

$+ 0{,}828\,4\,\Delta\varphi_x + 0{,}013\,95\,\Delta z_z = -\mathfrak{M}_x$	—1 0 0	+ 40,456 tm	+ 16,80 tm
$+ 0{,}725\,29\,\Delta\varphi_y = -\mathfrak{M}_y$	0 —1 0	0	0
$+ 0{,}013\,95\,\Delta\varphi_x + 0{,}003\,302\,5\,\Delta z_z = -\mathfrak{Z}_z$	0 0 —1 Festhaltungseinheiten	— 18,814 t Wind	— 6,65 t Wärme

b) Teilsystem 2 (I—B).

Nach Berechnung der Systeme 1 werden die zu den Verschiebungseinheiten von Punkt III gehörigen Bewegungen der Punkte II und IV ermittelt und in Tabelle III angeschrieben, wobei die oberen Zeichen für Knotenpunkt II, die unteren für Knoten IV gelten. Nun berechnet man die Größen $[k']_1$, $[k'']_1$ bei frei beweglichen Nachbarknoten II und IV nach

III.

Bewegung Knoten III	$\Delta\xi_{III(x,y,z)}$	$\Delta\eta_{III(x,y,z)}$	$\Delta\zeta_{III(x,y,z)}$
$\Delta\varphi^{III}_x = 1$	$\overset{+}{+}$ 0,143 14	$\overset{+}{-}$ 0,110 86	$\overset{-}{-}$ 2,730 90
$\Delta\varphi^{III}_y = 1$	$\overset{-}{+}$ 0,146 12	$\overset{-}{-}$ 0,098 21	$\overset{+}{-}$ 2,913 66
$\Delta z^{III}_z = 1$	$\overset{-}{-}$ 0,012 76	$\overset{-}{+}$ 0,010 46	$\overset{+}{+}$ 0,254 48

der angegebenen Art (S. 481), sowie die Einspannungswerte $[\mathfrak{M}_x]_1$, $[\mathfrak{Z}_z]_1$ mit Rücksicht auf die Beweglichkeit von II und IV. Die Festwerte der Gleichungen für Knoten III ergeben sich, mit Einsatz der entsprechenden Größen p für Pfeiler III, nach Gl. 27.

III

$0{,}705\,37\,\Delta\varphi_x + 0{,}017\,19\,\Delta z_z = -\mathfrak{M}_x$	—1 0 0	+ 142,004 tm	+ 47,78 tm
$+ 0{,}610\,75\,\Delta\varphi_y = -\mathfrak{M}_y$	0 —1 0	0	
$0{,}017\,19\,\Delta\varphi_x + 0{,}002\,252\,\Delta z_z = -\mathfrak{Z}_z$	0 0 —1 Einspannung 1	— 30,609 t Wind	— 11,436 t Wärme

Die Lösungen obiger Gleichungen liefern mit Tabelle III sämtliche Knotenpunktbewegungen.

c) System 3 (A—B).

In ähnlicher Weise wie oben werden zunächst die zu den Bewegungseinheiten von Knoten I gehörigen Verschiebungen aller anderen Knotenpunkte II, III, IV festgelegt und in Tabelle $[III]_2$ zusammengestellt.

Knoten IV.

Bewegung Knoten I	$[\Delta\xi_{I(x,y,z)}]_2$	$[\Delta\eta_{I(x,y,z)}]_2$	$[\Delta\zeta_{I(x,y,z)}]_2$
$\Delta\varphi^I_x = 1$	+ 0,020 791 6	— 0,017 487 2	— 0,406 754
$\Delta\varphi^I_y = 1$	+ 0,023 360 3	— 0,019 633 0	— 0,457 047
$\Delta z^I_z = 1$	— 0,001 882 4	+ 0,001 583 6	+ 0,036 827

Weiter werden die Festwerte der Gl. I sowie die Einspannungswerte mit Berücksichtigung des frei beweglichen Nachbarknotens II berechnet. Die Gleichungen lauten:

I

$+ 1{,}135\,16\,\Delta\varphi_x - 0{,}045\,79\,\Delta\varphi_y + 0{,}061\,10\,\Delta z_z = -\mathfrak{M}_x$	+ 181,336 tm	+ 83,985 tm
$- 0{,}045\,79\,\Delta\varphi_x + 1{,}066\,145\,\Delta\varphi_y + 0{,}004\,215\,\Delta z_z = -\mathfrak{M}_y$	+ 117,728 tm	+ 42,810 tm
$+ 0{,}061\,100\,\Delta\varphi_x + 0{,}004\,215\,\Delta\varphi_y + 0{,}008\,272\,\Delta z_z = -\mathfrak{Z}_z$	— 24,984 t Wind	— 7,192 t Wärme

Bewegung Knoten I	Knoten II. $[\Delta\xi_{1(x,y,z)}]_2$	$[\Delta\eta_{1(x,y,z)}]_2$	$[\Delta\zeta_{1(x,y,z)}]_2$	$[III]_2$ Knoten III. $[\Delta\xi_{1(x,y,z)}]_2$	$[\Delta\eta_{1(x,y,z)}]_2$	$[\Delta\zeta_{1(x,y,z)}]_2$
$\Delta\varphi_x^1 = 1$	+ 0,175 569 4	— 0,085 550 8	— 3,369 716	+ 0,064 157 7	— 0,039 823 1	— 1,365 753 6
$\Delta\varphi_y^1 = 1$	+ 0,182 327 3	— 0,069 942 4	— 3,626 878	+ 0,071 744 0	— 0,043 960 4	— 1,529 334 4
$\Delta z_z^1 = 1$	— 0,015 700 4	+ 0,008 165 4	+ 0,312 402	— 0,005 812 8	+ 0,003 620 0	+ 0,123 776 8

IV.

	Bewegungsabschnitt	Knoten I $\Delta\varphi_x$	$\Delta\varphi_y$	Δz_z	Knoten II $\Delta\varphi_x$	$\Delta\varphi_y$	Δz_z
1	System 1, Knoten II und IV frei				155,86		— 6 355,22
2	Knoten III frei				330,76	266,903	— 6 515,86
3	System 2 (I—B), (1 + 2)				486,62	266,903	— 12 871,08
4	Knoten I frei	553,316	162,605	— 7 190,171	239,68	— 117,417	— 4 700,48
5	System 3 (A—B), (3 + 4)	553,316	162,605	— 7 190,171	726,30	149,586	— 17 571,56

	Bewegungsabschnitt	Knoten III $\Delta\varphi_x$	$\Delta\varphi_y$	Δz_z	Knoten IV $\Delta\varphi_x$	$\Delta\varphi_y$	Δz_z
1	System 1, Knoten II und IV frei				155,86		— 6 355,22
2	Knoten III frei	654,108		— 18 583,975	330,76	— 266,903	— 6 515,86
3	System 2 (I—B), (1 + 2)	654,108		— 18 583,975	486,62	— 266,903	— 12 871,08
4	Knoten I frei	88,955	— 55,209	— 1 894,347	28,83	— 24,259	— 564,19
5	System 3 (A—B), (3 + 4)	743,063	— 55,209	— 20 478,322	515,45	— 291,162	— 13 435,27

Die Auflösung dieser Gleichungen liefert mit Tabelle $[III]_2$ die Bewegungen aller Knotenpunkte bei Lüftung der Einspannvorrichtung des Knotens I. Die Pfeilerkopfverschiebungen der drei Bewegungsabschnitte werden übersichtlich in einer Tabelle IV zusammengestellt.

Die Rückberechnung der statisch unbestimmten Größen x_x, x_y, x_z aus obigen Verschiebungen liefert nach Gl. 40 mit dem Werte $\mathfrak{X}_y = +1{,}656\,1$ t die gesuchten 15 Unbekannten der 5felderigen Bogenreihe. Tabelle V gibt eine Zusammenstellung dieser Größen.

V.

Windbelastung 100 kg/m².

Statisch unbestimmte Größen		Öffnung 1	Öffnung 2	Öffnung 3	Öffnung 4	Öffnung 5
x_x	tm	— 3,344	— 1,046	— 0,101	+ 1,376	+ 3,116
x_y	tm	— 0,873	+ 1,868	+ 4,862	+ 5,348	— 2,880
x_z	t	+ 7,415	+ 5,724	+ 1,327	— 3,636	— 10,312

In ähnlicher Weise wurde das System auch für einen Temperaturunterschied zwischen vorn und rückwärts berechnet. Um für beliebige Wärmeunterschiede und Zahlenwerte E die zugehörigen Spannungswerte rasch ermitteln zu können, ist die Berechnung für $\Delta t = 1°$ und $E = 1{,}000\,000$ t/m² durchgeführt worden. Die Einspannungswerte sind bei den einzelnen Gleichungen II, IV, III, I angegeben, die 15 statisch unbestimmten Größen in Tabelle V' eingetragen.

Mit den statisch unbestimmten Größen der Tabellen V, V' wurden nun die Momenten- und Querkraftlinien der Bogen und Pfeiler nach Gl. 42 ermittelt. Ihr Verlauf ist aus Abb. 9 u. 10 (S. 506) zu ersehen, woselbst auch die entsprechenden Größtwerte eingetragen sind. Wie zu erkennen ist, werden die Pfeiler bedeutend entlastet, die Bogen aber erhalten ganz erhebliche Mehrbelastungen.

V'.

Wärmewirkung.

$\Delta t = t_v - t_r = 1°$. $E = 1\,000\,000$ t/m².

Statisch unbestimmte Größen		Öffnung 1	Öffnung 2	Öffnung 3	Öffnung 4	Öffnung 5
x_x	tm	— 1,251	— 0,349	— 0,1122	+ 0,464	+ 1,145
x_y	tm	+ 2,747	+ 5,042	+ 4,800	+ 5,047	+ 2,059
x_z	t	+ 2,621	+ 2,155	+ 0,5855	— 1,3665	— 3,748

C. Spannungsberechnung.

Wie man ersieht, treten im rechten Endfelde 5 die größten Wirkungen auf, und es werden darum die Spannungen in den beiden Kämpferpunkten k^l, k^r und im Scheitel S dieses Feldes berechnet.

1. k^l linker Kämpfer. $Q_z = -6{,}228$ t, $M_b = +88{,}108$ tm, $M_t = -51{,}859$ tm.

$b = 1{,}35$ m, $h = 3{,}98$ m, $F = 5{,}37$ m², $W = 3{,}57$ m³,

$$b^2 h = 7{,}25 \text{ m}^3, \quad \psi = 3 + \frac{2{,}6}{\frac{h}{b} + 0{,}45} = 3{,}766.$$

Biegung $\sigma_b = \pm \frac{M_b}{W} = \pm \mathbf{2{,}47}$ kg/cm², Schub $\tau_s = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{F} = \mathbf{0{,}174}$ kg/cm².

Drillung (nach Bach) $\tau_d = \frac{\psi}{b^2 h} \cdot M_d = \mathbf{2{,}69}$ kg/cm².

Gesamte Schubspannung $\tau = \tau_s + \tau_d = \mathbf{2{,}864}$ kg/cm².

VI.

Öffnung 5.

Belastung	k^l τ kg/cm²	σ_b kg/cm²	k^r τ kg/cm²	σ_b kg/cm²	S τ kg/cm²	σ_b kg/cm²
Wind 170 kg/m²	4,87	± 4,20	**6,29**	± **6,60**	3,50	± 0,24
in % von $\sigma_g + \sigma_p$	—	27,0 %	—	**42,3** %	—	1,6 %
Temperatur $\Delta t = 5°$ $E = 2\,100\,000$ t/m² . .	14,75	± 12,85	9,67	± 11,40	7,82	± 2,99
in % von $\sigma_g + \sigma_p$	—	82,5 %	—	73,2 %	—	19,8 %
Eigenlast + Verkehr, $\sigma_g + \sigma_p$	—	+ 15,6, + 3,8	—	+ 15,6, + 3,8	—	+ 15,0, + 0,0

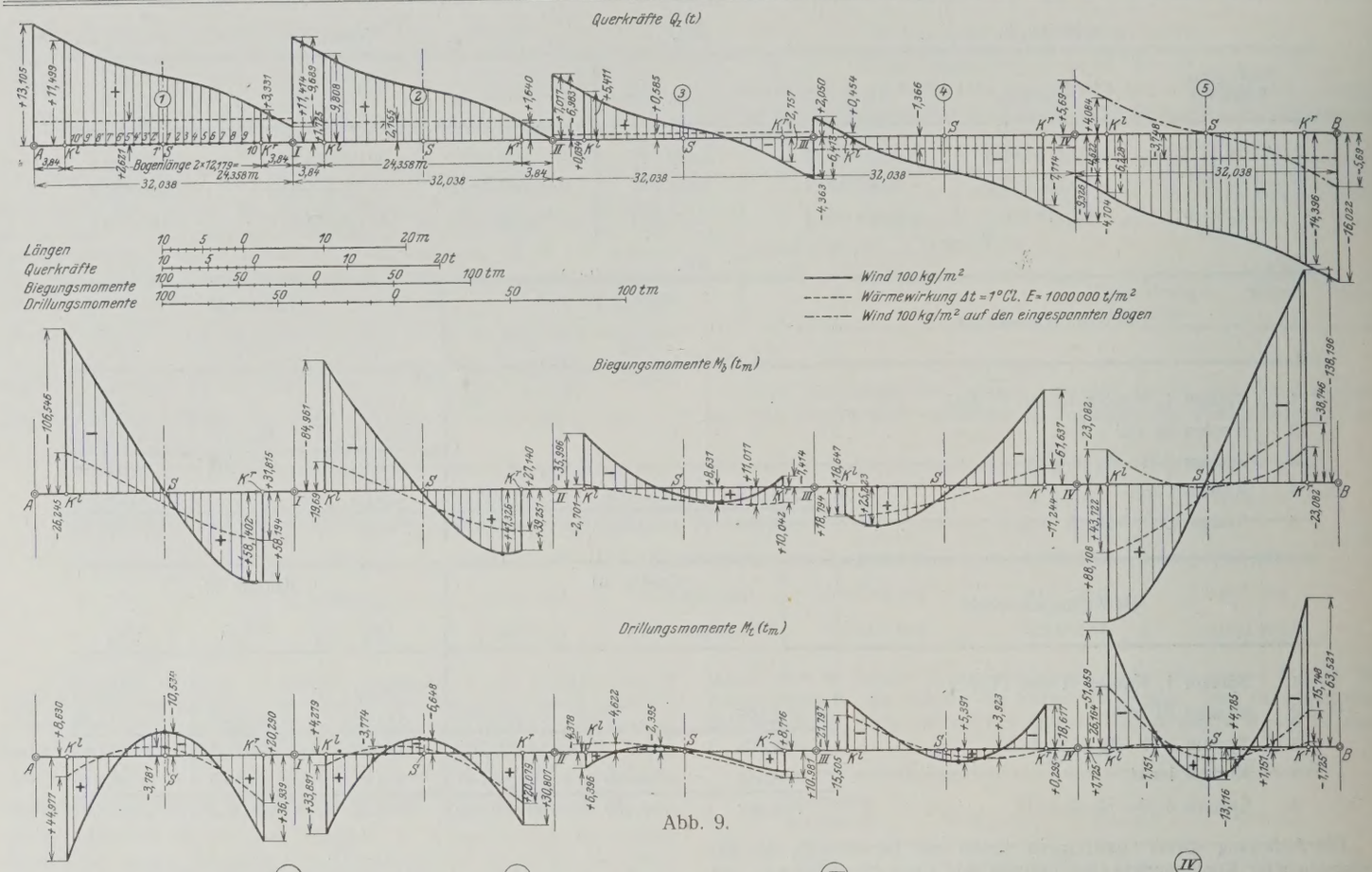


Abb. 9.

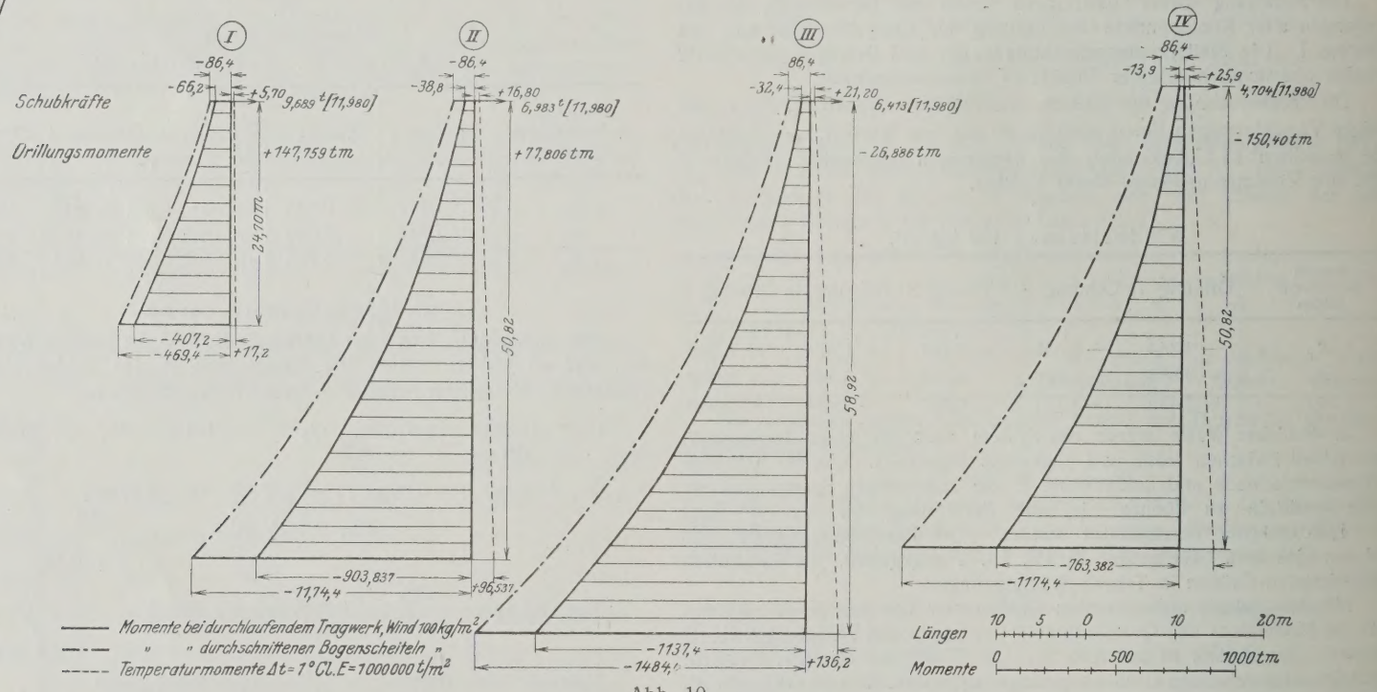


Abb. 10.

2. k^r rechter Kämpfer. $Q_z = 14{,}396$ t, $M_b = -138{,}196$ tm, $M_t = 63{,}521$ tm.

Abmessungen so wie bei k^l, $\sigma_b = \pm$ **3,88** kg/cm², $\tau_s =$ **0,402** kg/cm², $\tau_d =$ **3,30** kg/cm², $\tau =$ **3,70** kg/cm².

3. S Bogenscheitel. $Q = -10{,}312$ t, $M_b = -2{,}880$ tm, $M_t = +13{,}116$ tm.

$b = 0{,}90$ m, $h = 3{,}672$ m, $F = 3{,}30$ m², $W = 2{,}022$ m³, $b^2 h = 2{,}973$, $\psi = 3{,}573$.

$\sigma_b = \pm$ **0,142**[5] kg/cm², $\tau_s =$ **0,468** kg/cm², $\tau_d =$ **1,575** kg/cm², $\tau =$ **2,043** kg/cm².

Für Windkräfte von 170 kg/m² sind die entsprechenden mit 1,7 multiplizierten Spannungen in Tabelle VI (S. 505) eingetragen; die zusätzlichen Windspannungen erreichen den erheblichen Betrag von **42,3 %** der Spannungen aus Eigengewicht und Verkehr, und auch die Schubspannung wächst auf den recht beträchtlichen Wert von **6,29** kg/cm² an. Tabelle VI (S. 505) enthält auch die Wärmespannungen für $\Delta t = 5°$ und $E = 2\,100\,000$ t/m².

Wie bei dem weithin sich erstreckenden, ohne Dehnungsfugen zusammenhängenden Bauwerke mit starken Abmessungen zu erwarten war, erreichen die Temperaturspannungen besonders hohe Werte. In Wirklichkeit wird jedoch die Temperaturverteilung im Innern der Bogen und namentlich der kräftigen Pfeiler keinesfalls der vorausgesetzten Bedingung geradlinigen Verlaufes entsprechen und können daher die angegebenen Werte kein richtiges Bild der wirklich auftretenden Wärmespannungen geben. Hinsichtlich der Windbelastung sind aber mit hinreichender Annäherung die berechneten Spannungswerte zu erwarten.

(Eingegangen am 7. April 1926.)

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. August erschienene Heft 16 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Regierungsbaumeister a. D. H. G. Schwegler: Mehrstöckige Autogaragen. — Dipl.-Ing. Franz R. Habicht: Die Kunst-Betonarbeiten in der Erlöserkirche in Grünberg in Schlesien. — George E. Beggs: Der Gebrauch von Modellen bei der Lösung von statisch unbestimmten Systemen. — Dipl.-Ing. Adolf Bühler: Zur Anwendung des Modellverfahrens von Professor Beggs. — Magistratsbaurat Künzel: Baukontrolle des Betons. — Ingenieur Max Gensbaur: „KL-Lagerung". Zugfestigkeit, Raumbeständigkeit und kurzfristige Zementprüfung.

Technische Hochschule Karlsruhe. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Fabrikbesitzer Friedrich Kirchhoff in Iserlohn, in Anerkennung seiner hervorragenden technisch-wirtschaftlichen Leistungen und der Förderung wissenschaftlicher Aufgaben auf dem Gebiete der Zementindustrie.

Zum Ehrensenator ist ernannt worden Franz Brans in Heidelberg, Direktor der Portland-Cementwerke Heidelberg-Mannheim-Stuttgart A.-G., in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um den wirtschaftlichen Ausbau der Süddeutschen Zementindustrie.

Das Polytechnikum Friedberg in Hessen, das eine Mittelstellung zwischen den Technischen Hochschulen und den Technischen Mittelschulen einnimmt und für das ein Professor der Technischen Hochschule Darmstadt als Staatskommissar bestellt ist, besitzt Abteilungen für Maschinenbau, Elektrotechnik, Bauingenieurwesen und Architektur. Nachdem am 29. Oktober 1926 gelegentlich der Feier des 25 jährigen Bestehens der Anstalt ein neues Gebäude für die Maschinenbau-Abteilung eingeweiht wurde, das u. a. ein gut ausgestattetes Maschinenlaboratorium enthält, wird im Oktober d. J. ein zweiter Neubau für die elektrotechnische Abteilung der Benutzung übergeben werden, der allen Ansprüchen auf eine zeitgemäße Ausbildung zum Elektro-Ingenieur gerecht wird. Beide Teilgebäude sind durch einen Verbindungsbau zu einem großzügig entworfenen Bauwerk von monumentaler Wirkung vereinigt. Die Anstalt wird heute von mehr als 600 Schülern besucht. — Die Stadt Friedberg in Hessen liegt am Rande des Taunus, 3 km von Bad Nauheim, 23 km von Bad Homburg und 33 km von Frankfurt a. Main entfernt. Kostenfreie Zusendung der Drucksachen der Anstalt durch das Sekretariat.

Herstellung eines Entwässerungskanals in Tunnelbauweise. Die Ausführung eines etwa 1,6 km langen Sammlers für die Entwässerung von Akron (Ohio) bietet nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 24. März 1927 Gelegenheit zu einem Vergleich dreier verschiedener Bauverfahren: Nachdem nämlich etwa 154 m des Kanals bereits 1923 gebaut, die weiteren Arbeiten dann jedoch zunächst eingestellt und erst im Dezember 1926 wieder in Angriff genommen waren, wurde an geeigneter Stelle in der Nähe über Tage eine Kompressoranlage aufgestellt und vom eingerichtet: Da das alte Backsteinmauerwerk hierzu nicht luftdicht genug war, wurde es ebenso wie der Ansatz des Schachtes an der Außenseite mit Zementmörtelputz abgedichtet. Der nächste Schacht war bei Station 9 + 03 vorgesehen, von wo aus man im Schildvortrieb (Cant and Shield Construction) und mit kreisrundem Querschnitt weiter vorgehen wollte. Als jedoch die Abraumförderung bis dorthin gelangt war, wurde es immer schwieriger, den zum Ausgleich des starken Wasserandranges erforderlichen Luftdruck aufrechtzuerhalten, so daß man den schon niedergetriebenen Schacht wieder verschloß, teilweise zuschüttete und bei Station 12 + 53 mittels Senkbrunnen einen neuen Schacht baute, das bisherige Ausbauverfahren also noch auf weitere 106 m (350 Fuß) beibehielt. Dieser Schacht wurde zunächst auf etwa 6 m Tiefe ausgehoben und verzimmert; alsdann wurde in Ringen von 1,50 m Höhe ein 3,65 m weites Eisenrohr mit verlaschbaren Enden hinabgetrieben. Im Innern dieses Rohres wurde auf dem genügend versteiften Schling die 32,5 m starke Wand aufgemauert und dadurch der Schacht vermöge seines Eigengewichtes abgesenkt. Als stärkere Grundwassermengen angetroffen wurden, deckte man das Rohr mit einer Betonplatte ab, durch die ein 4,8 m langes Rohr für die Material- und Förderschleuse hindurchgeführt wurde. Alsdann wurden die oberen Rohrringe angeschlossen, die Backsteinausmauerung fertiggestellt und die weiteren Absenkungs- und Aushubarbeiten unter Druckluft ausgeführt, sobald die Schneide des Brunnenschlings etwa 1,20 m unter der Sohle des zukünftigen Kanals angelangt war. Hierauf wurde der Tunnel durch den Schacht weiter vorgetrieben und eine neue Luftkammer, die 20 m lang und breit genug für den jetzt einsetzenden Schildvortrieb war, gebaut, endlich die Abdeckplatte mit der Rohrschleuse entfernt und der Vortrieb begonnen. Ohne Zwischenfälle gelangte man damit durch dünne, wechselnde Lagen von blauem, mit wasserführenden Sandschichten durchsetztem Ton bis Station 22 + 90, wo der Tunnel für die Anlage einer neuen Luftkammer verbreitert wurde. Nach ihrer Fertigstellung wurde die Kompressorenstation von ihrem bisherigen Standort wieder in die Nähe verlegt und bei Station 21 + 87 ein neuer Schacht niedergetrieben. In gleicher Weise gelangte man bis Station 43 + 65, von wo ab der Rest der Strecke in offener Baugrube zu vollenden war, da die Überdeckung hier nur noch 10 m betrug und sich weiterhin ständig verminderte, zumal auch der Boden aus lockerem Sand und Kies bestand, wodurch die Erhaltung des erforderlichen Luftdruckes und die Wasserhaltung schwierig wurde. Der äußere Durchmesser des Vortriebschildes betrug 2,06 m, seine Länge 3,05 m, die Konstruktion bot keine Besonderheiten. Die Einteilung der Ausbau- und Abraumarbeiten war bei beiden Tunnelquerschnitten die gleiche; es wurde in ununterbrochenem Betrieb in drei Achtstundenschichten gearbeitet. Bei der Ausführung des Sammelkanals in offener Baugrube wurde zunächst mit 4, am Schluß mit 2 Schalungs-Einheiten, und zwar in einer Zehnstundenschicht gearbeitet. Einen Vergleich für die Arbeitsleistungen bei allen drei Bauverfahren gibt die nachstehende Übersicht:

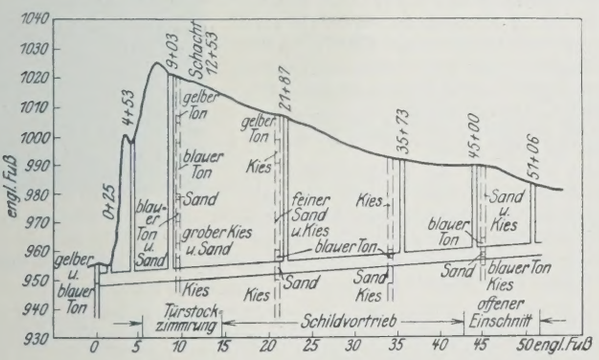


Abb. 1. Längenschnitt.

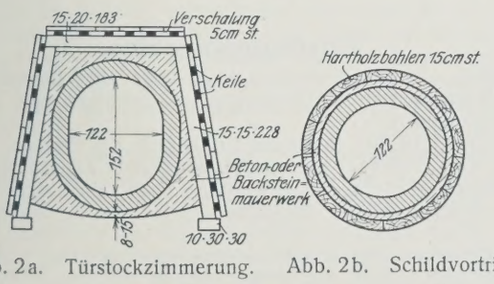


Abb. 2a. Türstockzimmerung. Abb. 2b. Schildvortrieb.

Endschachte des alten Bauabschnitts in Station 4 + 53 mit dem Ausbau des in Abb. 2a dargestellten Tunnelquerschnitts mittels Türstockzimmerung („Cap and Leg Construction") begonnen. Der Kanal war auch hier mit dem in Abb. 2b wiedergegebenen kreisförmigen Querschnitt 1,22 m ⌀ geplant. Zur Erzielung einer größeren Arbeitshöhe wurde jedoch auf Vorschlag der ausführenden Firma der senkrechte Durchmesser auf 1,52 m vergrößert. Ein Teil des alten Kanals wurde erweitert und als Luftkammer

	Ausbruch, Abraum u. Zimmerung in lfd. m je 8-Std.-Schicht		Ausmauerung in lfd. m je 8-Std.-Schicht	
	im Mittel	Höchstleistung	im Mittel	Höchstleistung
Türstockzimmerung (ovaler Querschnitt) .	0,76	1,28	3,20	4,70
Schildvortrieb	2,13	4,27	3,60	7,37
(Kreisquerschnitt) . . .	0,82	—	3,90	—

Ki.

Die Pancevo-Brücke. Es sind über diese Brücke in der letzten Zeit wiederholt Nachrichten veröffentlicht worden, die in der einen oder anderen Hinsicht mehr oder weniger große Unrichtigkeiten enthalten, so daß die nachstehende Mitteilung über die wirklichen Verhältnisse nicht überflüssig erscheint.

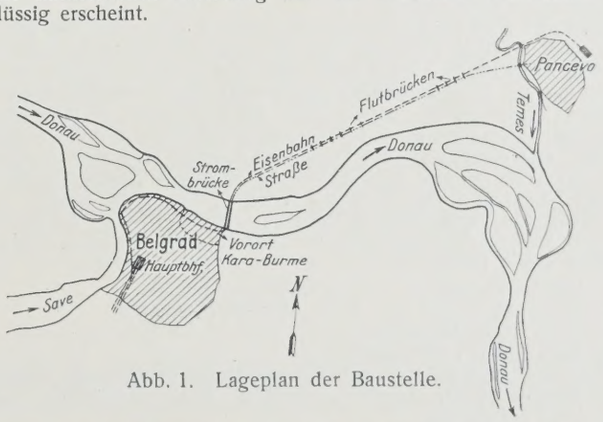


Abb. 1. Lageplan der Baustelle.

Durch den Friedensvertrag wurde der südliche Teil Ungarns, an die Donau und an die Save grenzend, dem serbischen Staat einverleibt.

Die Hauptstadt Serbiens, Belgrad, auf dem rechten Donauufer und an der Mündung der Save gelegen, hat mit dem neu hinzugewonnenen Landesteil nur eine Bahnverbindung, die durch eine Eisenbahnbrücke über die Save vermittelt wird. Der südöstliche Teil dieses Gebietes ist von Belgrad zurzeit nur durch Dampferverbindungen zu erreichen. Die

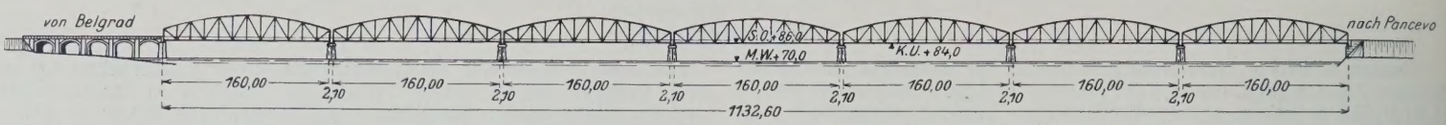
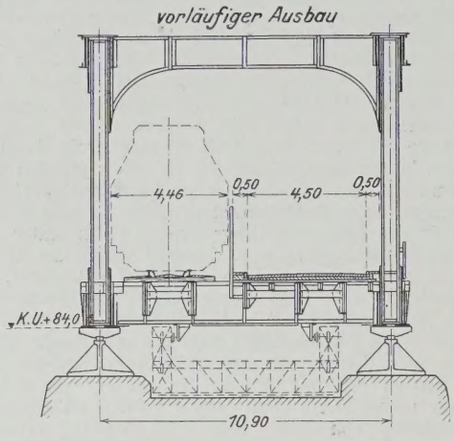


Abb. 2. Ansicht des Brückenzuges.

ehemals ungarische Bahn endet in dem Städtchen Pancevo, das etwa 20 km stromab von Belgrad, auf dem rechten Ufer der Tamis, etwa 2 km vor deren Mündung in die Donau liegt.

Um nun an diese Bahn Anschluß zu erhalten, wird, wie Abb. 1 zeigt, eine Bahnlinie zwischen Belgrad und Pancevo gebaut, die unter



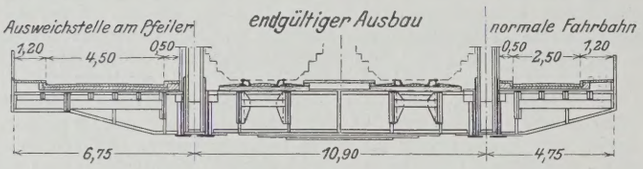


Abb. 3. Brückenquerschnitt.

anderen Brückenbauten auch einen solchen über die Donau erforderlich macht, der jetzt unter dem Namen Pancevo-Brücke bekanntgeworden ist.

Die Brücke wird unmittelbar unterhalb Belgrads bei Kara Burma, der ehemaligen Richtstätte unter der Türkenherrschaft, in der Nähe des Schlachthofes errichtet. Sie wird hier durch eine am Save- und Donauufer entlanggeführte Bahn an den Hauptbahnhof Belgrad angeschlossen. Es ist geplant, später eine gerade Verbindung zwischen Brücke und Bahnhof durch den Bau eines Tunnels unter der Stadt herzustellen.

Die Donau, die an dieser Stelle etwa 1250 m breit ist, wird mit sieben eisernen Überbauten von je 160 m Stützweite überbrückt, an die sich auf dem Belgrader Ufer noch einige massive Bogen anschließen. Eine Darstelluug der Ansicht des Brückenzuges gibt Abb. 2.

Die Brücke dient zur Überführung einer eingleisigen Eisenbahn und einer zweispurigen Straße; sie wird jedoch so eingerichtet, daß später die Eisenbahn zweigleisig übergeführt werden kann. Bei diesem späteren Ausbau werden außerhalb der Hauptträger auf Konsolen zwei Fahrwege für Automobile mit danebenliegenden Fußwegen angeordnet. Die Tragkonstruktion wird von vornherein so bemessen, daß die spätere Erweiterung ohne einschneidende Änderungen vorgenommen werden kann. Die beiden Ausbaustadien zeigt Abb. 3.

Den Bau dieser Brücke sowie der noch in dem Flutgebiet der Donau erforderlich werdenden Brücken hat die serbische Regierung einer Anzahl von deutschen Firmen übertragen, und zwar, soweit es sich um Lieferungen aus Deutschland handelt, auf Kosten des serbischen Reparationskontos und, soweit die Lieferungen und Leistungen in Serbien selbst ausgeführt werden, auf Kosten des serbischen Staates. Da die endgültigen Entwürfe und damit auch die Kosten noch nicht festliegen, ist auch die Höhe der Auftragsumme noch nicht bekannt. Sie wird indessen einschließlich des Unterbaues etwa zwischen 20 bis 25 Mill. R.-M. liegen.

Vertragschließende Parteien sind auf deutscher Seite: für den Unterbau die Siemens-Bauunion, Berlin, und für die eisernen Überbauten folgende sieben Firmen:

1. Gutehoffnungshütte A.-G., Oberhausen/Rheinl.,
2. Hein, Lehmann & Co., A.-G., Düsseldorf-Oberbilk,
3. C. H. Jucho, Dortmund,
4. Aug. Klönne, Dortmund,
5. Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen/Niederrhein,
6. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, Gustavsburg bei Mainz,
7. Vereinigte Stahlwerke A.-G., Dortmunder Union, Dortmund.

Dieses Konsortium hat den Vereinigten Stahlwerken, Dortmunder Union, die Federführung und die gesamte Entwurfsbearbeitung übertragen.

Unterbeteiligt an der Lieferung sind außerdem noch sechs weitere deutsche Brückenbauanstalten.

Vertraglich ist der gesamte Bau in vier Jahren fertigzustellen, das ist also Mitte des Jahres 1931.

Eine hölzerne Jochbrücke von 62,20 m Höhe und 272 m Länge ist soeben in den waldigen Gebirgsgegenden des Nordwestens der Vereinigten Staaten fertiggestellt. Nach Eng. News-Rec. vom 28. April 1927 ist sie von der Pacific States Lumber Co. in Tacoma (Wash.) für die Überführung ihrer Holzförderbahn über den in tiefer Schlucht fließenden

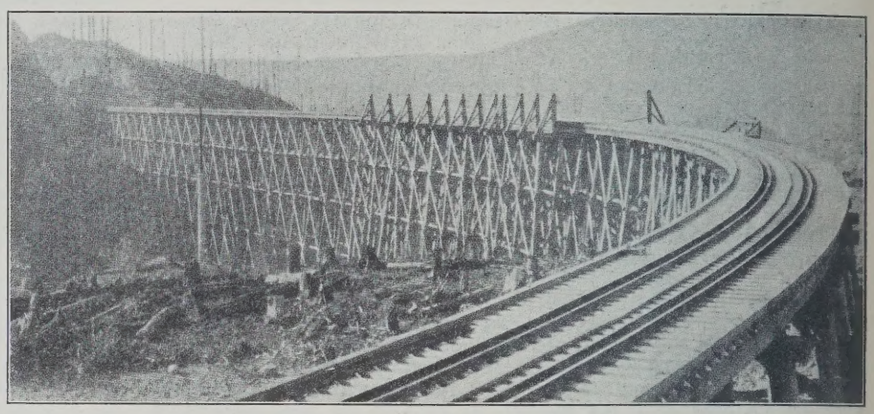


Abb. 1.

Cedar Creek gebaut und sowohl bemerkenswert als Ingenieurbauwerk an sich wie auch wegen der Großzügigkeit, mit der die genannte Gesellschaft die Ausbeutung der dortigen Holzschätze betreibt.[1])

Für den Bau der Brücke, die nach Abb. 1 in einer Krümmung der Bahn liegt, dienten große, mindestens 200 Jahre alte Douglas-Tannen langsamen Wachstums von den benachbarten Holzplätzen. Außer der zweigleisigen Fahrbahn hat das Bauwerk noch zwei Plattformen in 24 und 39 m Höhe und überspannt das eigentliche Flußbett in etwa 24 m Stützweite. Die in Abb. 2 wiedergegebene Einzelaufnahme dieses Punktes zeigt die Ausbildung der schrägen Joche, für die 508 Rundhölzer von rd. 43 m Länge und 30 bis 35 cm oberem, 66 bis 71 cm unterem Durchmesser sowie 131 170 lfd. m Zimmerholz verwendet wurden. Diese großen Zahlen verschwinden freilich fast angesichts der monatlich von der Gesellschaft geschnittenen Holzmengen von 2,1 bis 2,4 Mill. lfd. m.

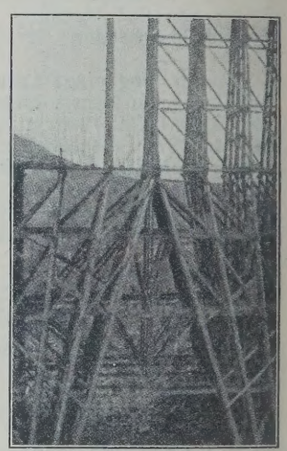


Abb. 2.

Die Brücke ist auf festen Felsen gegründet, wozu man eine Bauzeit von nur 110 Achtstunden-Arbeitstagen brauchte; die Felsarbeiten für den Anschluß an das Südufer der Schlucht erforderten außerdem noch 125 Arbeitstage von 16 Stunden Arbeitsdauer. Ki.

[1]) Vergl. hierzu auch „Proceedings" Maiheft 1927: Die Holzindustrie in den Staaten des Nord-West-Pacific. (Zeitschriftenschau für das gesamte Bauingenieurwesen, Stichwort Allgemeines XIII a 21.)

Personalnachrichten.

Preußen. Verliehen ist dem Regierungs- und Baurat Ehrenberg bei der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau eine Beförderungsstelle der Gruppe A. 11.

Überwiesen ist der Regierungsbaumeister des Wasser- und Straßenbaufaches Kurt Griesert dem Kultur-Bauamt in Landsberg a. W.

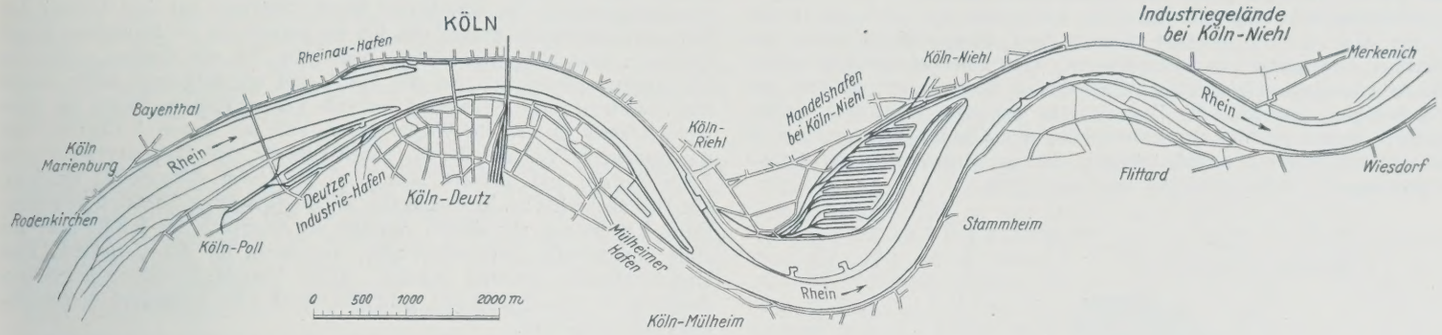
Einberufen wurde der Regierungsbaumeister des Wasser- und Straßenbaufaches Rieder bei der Landwirtschaftlichen Wasserbauverwaltung.

INHALT: Wettbewerb zum Neubau der Hochzoller Straßenbrücke. — Bohr- und Sprengtechnik im Stollenbau unter Berücksichtigung des Sprengluftverfahrens. — Berechnung gewölbter Talbrücken auf hohen, elastischen Pfeilern bei räumlichem Kraftangriff mittels des Formänderungsverfahrens. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Technische Hochschule Karlsruhe. — Polytechnikum Friedberg in Hessen. — Herstellung eines Entwässerungskanals in Tunnelbauweise. — Pancevo-Brücke. — Hölzerne Jochbrücke von 62,20 m Höhe und 272 m Länge. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 26. August 1927 Heft 37



Die neuen Hafen- und Industrieanlagen der Stadt Köln bei Köln-Niehl.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberbaurat **Bock**, Köln.

I.

Köln ist durch seine verkehrsgeographische Lage von jeher dazu bestimmt gewesen, als Handelsplatz eine große Rolle zu spielen. Zur Römerzeit an der Stelle gegründet, wo die Niederrheinische Tiefebene durch die sogenannte Kölner Bucht trichterförmig in das enge felsige Stromtal zwischen Bonn und Mainz überleitet, erfüllte damals wie heute die Stadt die Aufgabe, die von Norden aus dem Mündungsgebiet des Rheins kommenden Handelsstraßen mit den von Gallien heranführenden Landstraßen zu sammeln und sie durch die Stromspalte des mittelrheinischen Gebirges überzuleiten. War zur Römerzeit der Handel an die Benutzung der Landstraßen gebunden, da die Flußschiffahrt eine nur geringe Bedeutung hatte, so bemächtigte sich der Verkehr, nachdem die Römerstraßen während der Völkerwanderung verfallen waren, etwa vom Jahre 1000 ab der natürlichen Wasserstraße. Köln wurde dadurch zum Sammelpunkt einer handeltreibenden Bevölkerung, und diese Bedeutung für sein Wirtschaftsleben erkennend, schuf es schon damals entsprechende Einrichtungen für den Empfang und Versand von Gütern auf dem Wasserwege. Starke Förderung seiner Stellung als Handelsplatz erfuhr Köln im späteren Mittelalter, insbesondere durch die Verleihung des Stapelrechtes im Jahre 1355 durch Karl IV. Alle Waren mußten hiernach in Köln ausgeladen werden und durften erst dann wieder zur Weiterbeförderung ins Schiff gebracht werden, wenn sie in Köln drei Tage zum Verkauf ausgestellt waren. Die zahlreichen Zollschranken, die in der Folgezeit von großen und kleinen Fürsten an der Rheinwasserstraße errichtet wurden, ließen indessen die Bedeutung dieser Schiffahrtstraße nach und nach zurücktreten, und trotz kraftvoller Anstrengungen der Stadt im 17. und 18. Jahrhundert, durch Verbesserung der Werftanlagen den Handel von neuem zu beleben, verfielen diese Einrichtungen gegen Ende des 18. Jahrhunderts bis zur völligen Verwahrlosung. Der neue Aufstieg Kölns wurde eingeleitet durch die Schaffung eines Freihafens in den Jahren 1804/05, wo 1830 der erste eiserne Handkran Aufstellung fand, und durch die Anlage eines Sicherheitshafenbeckens auf dem heute von den Anlagen des Deutschen Ringes eingenommenen Gelände. Dann brach das Zeitalter der Eisenbahnen an, und die Geländegestaltung in der weiteren wie engeren Umgebung Kölns führte zwangläufig dazu, daß Köln, wie ehedem Sammelpunkt der Landstraßen, nunmehr der Knotenpunkt für die Schienenstränge wurde, die von Westen, Norden und Osten zum Mittelrhein hinstreben, um auf beiden Ufern des Stromes Anschluß an das süddeutsche Schienennetz zu gewinnen. Der internationale Charakter dieses Verkehrsknotenpunktes wurde begründet durch die Überleitung des Schienenweges von Paris nach Berlin und dem Nordosten Europas an dieser Stelle über den Strom und durch die Linienführung der anderen großen europäischen Transversale an dieser Stelle an den Rhein, die von England ausgehend über Belgien bezw. Holland und die Rheinlinie nach Italien einerseits und nach den Donauländern und dem Balkan anderseits strebt. Die Zusammenführung von neun Hauptbahnlinien neben mehreren Linien zweiter Ordnung, die Kreuzung des Stromes mit sechs Gleisen und die Anlage von vier großen Verschiebebahnhöfen für die Neuordnung der Güterzüge kennzeichnen heute die überragende Stellung Kölns als Eisenbahnknotenpunkt unter allen Städten des deutschen Westens.

Die Ausnutzung der natürlichen Wasserstraßen war in den letzten Jahrzehnten des Eisenbahnverkehrs ganz in den Hintergrund geraten; neue Impulse seines Handels konnte daher Köln von der Wasserstraße erst empfangen, als sich die preußische Regierung entschloß, in den 80er Jahren des vergangenen Jahrhunderts an die Regulierung des Rheins heranzutreten, und auch die süddeutschen Uferstaaten die Regulierung durchführten. Dieser wesentlichen Verbesserung der Schiffahrtstraße folgte in Köln in den 90er Jahren die Schaffung neuer großzügiger Hafenanlagen an der Rheinauhalbinsel, die damals mit Recht als eine Großtat bewertet wurde und auch heute noch die Bewunderung der Ingenieurwelt verdient. Durch die Regulierungsarbeiten wurde der Rhein ein Verkehrsweg erster Ordnung, seine Mündungshäfen Rotterdam und Antwerpen vermittelten den Anschluß dieser Schiffahrtstraße an den Weltverkehr, und zwar in allernächster Nähe der Hauptweltverkehrstraße, des Kanals von Dover. Die Schiffahrtverhältnisse erfuhren eine so wesentliche Verbesserung, daß die Küstenschiffahrt bis nach Köln hinauf vordringen konnte und durch den Rhein-See-Verkehr Köln und die übrigen niederrheinischen Hafenplätze in unmittelbare Verbindung setzte mit den heimischen und fremdländischen Häfen der Nord- und Ostsee.

Das Wirtschaftsgebiet, das die Stadt mit ihrem Hinterland umfaßt, gehört in die Reihe der wirtschaftlich höchstentwickelten Landstriche des Deutschen Reiches. Die Stadt selbst zeichnete sich zu allen Zeiten als bedeutender Handelsplatz aus, und während im Mittelalter das zunftmäßige Handwerk und das Kunstgewerbe sich eines großen Ansehens in allen Ländern erfreuten, entwickelten sich in der neuesten Zeit in der Stadt bezw. ihrem Weichbilde Fabrikbetriebe von Weltruf: Werke der Eisenerzeugung und Eisenverarbeitung, insbesondere Maschinenfabriken, Drahtziehereien und Kabelwerke, elektrotechnische Fabriken, Werkstätten für Fördereinrichtungen und Hebezeuge, für Lokomotiv- und Waggonbau, Fabriken feuerfester Produkte, bedeutende Unternehmungen der chemischen und der Farbenindustrie, der Papierfabrikation, der Holzverarbeitung, Mühlenunternehmungen und Genußmittelfabriken und andere mehr. Und im Hinterlande des Kölner Platzes, das sich linksrheinisch bis an die Reichsgrenze, rechtsrheinisch weit in das Bergische Land und in das Siegerland ausdehnt, trifft man bergbauliche Unternehmungen von starker Produktion an, den Steinkohlenbergbau im Aachener Bezirk, Braunkohlenbergbau bei Düren und vor allem am Vorgebirge in dem Gebiet zwischen Brühl und Bergheim, Erzgewinnungstätten bei Stolberg und im Siegerland mit entsprechenden Werken der Zubereitung und Verarbeitung. Nicht unerwähnt dürfen auch bleiben die Steinbruchbetriebe im Bergischen Land, in der Eifel und auf dem Westerwald, die in Köln umzuschlagen pflegen. Köln als Handelsstadt ist zu bekannt, als daß ein besonderer Hinweis an dieser Stelle notwendig wäre. Seine Börse, insbesondere seine Warenbörse erfreut sich eines immer kräftiger werdenden Zuspruchs, seine Messen reihen es ein unter die Zahl der ersten Meßplätze des deutschen Vaterlandes.

II.

An einem so durch die Verkehrs- und Wirtschaftslage ausgezeichneten Platze findet das Speditionsgewerbe natürlich eine lohnende Beschäftigung. In den drei stadtkölnischen Häfen sind darum fast ausnahmslos alle bedeutenden, der Rheinschiffahrt dienenden Speditionsfirmen mit Haupt- und Zweigniederlassungen anzutreffen, auch sind mehrere angesehene Reedereien in Köln beheimatet.

Die vorhandenen Hafenanlagen (Abb. 1) wurden, wie schon erwähnt, im Anschluß an die Regulierung des Rheins ausgeführt. Unter ihnen nehmen dem Umfange nach und wegen ihrer Bedeutung die erste Stelle ein die linksrheinischen Hafenanlagen, die in den Jahren 1892 bis 1897 ausgebaut wurden. Die ganze Hafenanlage ist der alten Wohn- und Geschäft-

stadt unmittelbar vorgelagert und durfte aus militärischen Gründen über die Festungslinie nicht hinausgehen. Das Hafengelände wurde zum Teil durch Hinausschieben der Uferlinie in den Strom gewonnen, es fand Anlehnung an das durch die sogenannte Rheinau-Halbinsel vom offenen Strom abgetrennte, als Sicherheitshafen ehedem benutzte Becken am Bayen. Der bedeutendste Teil der Umschlagufer wurde in der neuen Korrektionslinie am offenen Strom ausgebaut, das genannte Hafenbecken wurde auch mit neuen Ufermauern eingefaßt, und zwar das stadtseitige Ufer erst in den Jahren 1907 bis 1912, indessen konnten durch diese Arbeiten keine tiefräumigen Lagerplätze gewonnen werden. Den Eisenbahnanschluß erhielt das linksrheinische Hafengebiet vom Bahnhof Bonntor her; da aber das Anschlußgleis innerhalb der Festungslinie seinerzeit eingeführt werden mußte, ergaben sich für die Entwicklung der Ordnungsgleisgruppen in betrieblicher Hinsicht Schwierigkeiten, die die Ausnutzung der Hafeneinrichtungen ziemlich erheblich beeinträchtigten.

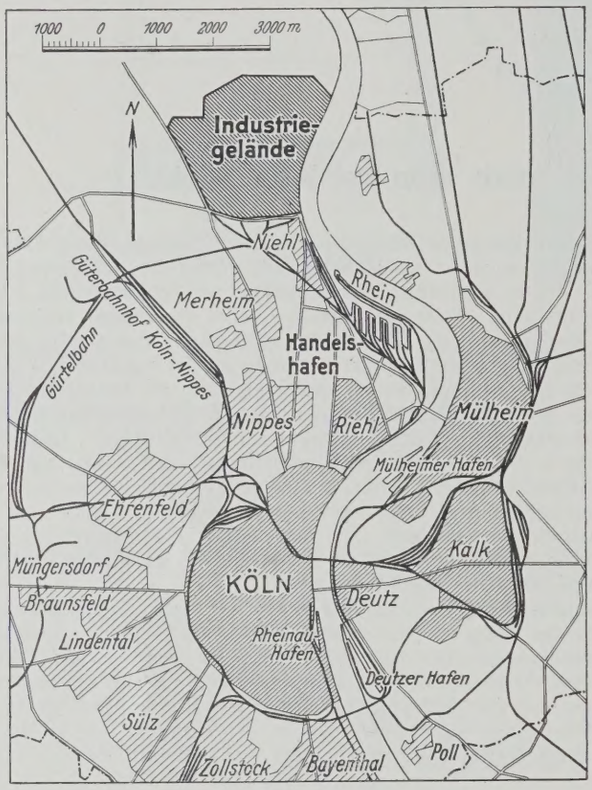


Abb. 1.

Den Umfang der linksrheinischen Hafenanlagen veranschaulichen folgende Zahlen:

Gesamtwerftlänge 8300 m, davon 6800 m am offenen Strom, 1500 m am Rheinau-Hafenbecken. Für den Umschlagverkehr nutzbar sind von 8300 m aber nur 4700 m; diese Uferstrecke ist allenthalben mit senkrechten Ufermauern ausgestattet. Das Hafengebiet weist 28 Lagerhäuser, Getreidespeicher und Schuppen auf, die größtenteils von der Stadt errichtet und verpachtet wurden. An städtischerseits geschaffenem Lagerraum stehen in diesem Hafengebiet etwa 100 000 m² zur Verfügung. Auf der Spitze der das Hafenbecken begrenzenden Landzunge ist stromseitig der Zollhof mit drei großen Zollhallen untergebracht, monumentalen Gebäuden, deren Architektur an das noch vorhandene aus dem 16. Jahrhundert stammende Stapelhaus lebhaft erinnert. Zu diesem Zollgebiet führt über den 21,3 m breiten Hafenmund eine Drehbrücke. Das Gegenstück zu diesen monumentalen Zollspeichern bildet das am Südende des Stromwerftes errichtete prächtige städtische Lagerhaus, das die Rhein- und Seeschiffahrtgesellschaft beherbergt. Ungefähr inmitten der langen Stromwerftstrecke ragt das neue Lagerhaus der Dampfschiffahrtgesellschaft Neptun (Bremen) hervor. Ein weiterer Lagerhausneubau, in dem erstmalig im hiesigen Bezirk Pilzdecken zur Anwendung kamen, ist auf dem Bayenwerft errichtet worden (Getreidespeicher der Allg. Speditions-Gesellschaft Duisburg). Die Stromwerfte unterhalb des Rheinhafens bis über die Hohenzollernbrücke hinaus sind mit einigen wenigen kleinen Schuppen besetzt und dienen vorwiegend dem Eilgüter- und Personendampferdienst.

Während die linksrheinischen Hafenanlagen nur dem Handel dienen, erfüllen die rechtsrheinischen beiden Häfen vorwiegend den Zweck, der Industrie, die auf den Wasserverkehr angewiesen ist, eine Heimstätte zu sein.

Die ältesten dieser Anlagen sind die in den 80er Jahren des vergangenen Jahrhunderts geschaffenen Umschlagwerfte in Mülheim am Rhein, die infolge der Eingemeindung dieser Stadt im Jahre 1914 an die Stadt Köln fielen. Die ganze Anlage lehnt sich an den staatlichen Sicherheitshafen an, der zur Aufnahme der Schiffe zur Zeit des Hochwassers oder zur Überwinterung dient; in diesem Hafen hat die Strombauverwaltung größere Flächen an einzelne Industrien vergeben, u. a. an die Schiffswerft von Sachsenberg. Die städtischen Werfte beginnen auf dem Ostufer des Sicherheitshafens und ziehen sich hin bis nahezu an die Mülheimer Schiffbrücke in einer Längenausdehnung von 1 km, die allenthalben senkrechte Ufermauern aufweisen. An das Werft sind angeschlossen außer einem Mühlenunternehmen (Syberberg) mehrere Farbenfabriken, ferner die Gasmotorenfabrik Deutz, die Waggonfabrik Van der Zypen & Charlier und die Stahlwerke Van der Zypen. Auch sind für den Handelsverkehr eine Zollniederlage und mehrere Schuppen in diesem Hafengebiet errichtet. Die Hafenbahn hat am Reichsbahnhof Köln-Deutz ihren Anschluß gefunden. Ohne Verbindung mit diesen Anlagen ist unterhalb der Schiffbrücke für einige industrielle Unternehmungen, vor allem für das Carlswerk, eine Umschlagbrücke errichtet worden. Diese Umschlageinrichtungen haben Anschluß an die Reichsbahn gefunden durch eine besondere Werftkleinbahn Mülheim-Nord.

Bis zum Jahre 1904, das die Entfestigung von Deutz brachte, boten die Mülheimer Hafenanlagen die einzige Möglichkeit zur Unterbringung von industriellen Unternehmungen in unmittelbarem Anschluß an die Rheinschiffahrtstraße. Die Rayonbeschränkungen, die mit der Festungseigenschaft der Stadt verbunden waren, ließen eine weitergehende Ansiedlung von Industrien am Strom bis zu diesem Jahre nicht zu. Als diese Beschränkungen für die Deutzer Seite fielen, schritt daher die Stadt sofort zum Bau des Deutzer Industriehafens unter Ausnutzung eines alten Rheinarmes, des sogenannten Schnellert. Der Hafen liegt zwischen Hängebrücke und Südbrücke und besteht aus einem 1090 m langen und 88 m breiten Becken mit 925 ar Wasserfläche und unterhalb anschließendem Werft am offenen Strom von 700 m Länge mit senkrechten Ufermauern. Die Ufer des Hafenbeckens weisen eine aufgesetzte Mauer auf geböschter Senksteinschüttung auf. Die Industrieflächen beiderseits des Hafenbeckens, deren Tiefe von 30 bis 150 m wechselt, sind restlos vergeben; außer zwei großen Mühlenwerken (Auer und Leysieffer & Lietzmann) fanden Holzverarbeitungsbetriebe, Asphaltwerke, Petroleumlager mit Schiffsanfahrtstellen am offenen Strom, die Lindesche Blockeisfabrik mit Gefrierhaus, chemische Fabriken und andere Betriebe darin Platz. Weitere größere Betriebe sind ohne unmittelbare Wasserlage an die Hafenbahn angelehnt, die ihren Anschluß an die Reichsbahn in dem Verschubbahnhof Kalk-Nord gefunden hat. Durch die Verbindung der Hafenbahn mit der Köln-Porzer städtischen Bahn genießen auch die industriellen Betriebe des Porzer Bezirks den Vorteil, mittelbar an den Hafen angeschlossen zu sein.

Die beschriebenen Hafenanlagen mußten wegen ihrer durch die Festungseigenschaft bedingten zerstreuten Lage mit vier verschiedenen Anschlüssen an die Reichsbahn ausgestattet werden und haben somit ebenso viele verschiedene Bahnbetriebe; so erklärt sich die hohe Zahl von 13 Hafenlokomotiven. Aus dem gleichen Grunde weisen diese Hafenanlagen die verhältnismäßig große Zahl von 82 Kranen auf, da in jedem einzelnen Hafengebiet für jede Art von Umschlag entsprechendes Krangerät vorgehalten werden muß. Die Tragkraft dieser Krane liegt zwischen 1,8 und 30 t, die Antriebskraft ist Druckwasser (Rheinauhafen) oder Dampf oder Elektrizität, wobei alle Stromarten, Gleichstrom, Wechselstrom und Drehstrom, zur Anwendung kommen.

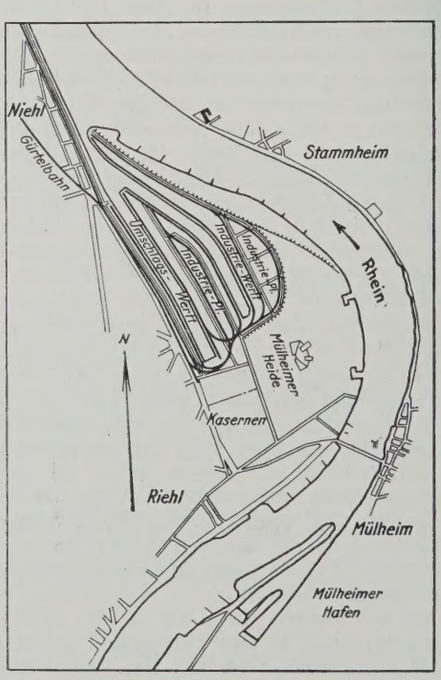


Abb. 2.

In den beschriebenen Anlagen ist bisher als größter Jahresumschlag ein Verkehr von etwas über 2 Mill. t verzeichnet worden (1913), wobei auf die Einfuhr etwa 1,4 Mill. t und auf die Ausfuhr etwa 600 000 t

entfielen. Um dieselbe Zeit belief sich der Eisenbahn-Ortsgüterverkehr auf sämtlichen Kölner Bahnhöfen auf rd. 9,5 Mill. t.

Eigentümlich, aber durch die Festungseigenschaft erklärlich ist es, daß sämtliche Häfen der Wohnstadt unmittelbar vorgelagert sind und daß dadurch weite Viertel der Stadt vom Rhein abgetrennt werden. Darin liegt gleichzeitig auch der Grund dafür, daß die vorhandenen Hafenanlagen nicht erheblich erweiterungsfähig sind. Im Jahre 1912 entschloß sich daher die Verwaltung, auf einem Gelände zwischen den Vororten Riehl und Niehl eine neue Hafenanlage vorzusehen, in der sowohl Handelsverkehr als auch vorwiegend neue Plätze für die Ansiedlung von Industriefirmen geschaffen werden sollten (Abb. 2). Der Grunderwerb wurde damals für diese neuen Anlagen durchgeführt, den Baubeginn verhinderte aber der Ausbruch des Weltkrieges.

III.

Als infolge des unglücklichen Ausgangs des Krieges die Entfestigung der Stadt durchgeführt werden mußte und hierdurch umfangreiche Geländestücke, die bisher den Rayonbeschränkungen unterworfen waren, frei wurden, bestand eine der wichtigsten Aufgaben der Stadtverwaltung darin, eine Prüfung darüber anzustellen, wie die frei werdenden Grundstücke am zweckmäßigsten erschlossen werden sollten. Das Ergebnis dieser Untersuchungen sind u. a. die umfangreichen Pläne, die auf die Schaffung eines Handelshafens oberhalb des Vorortes Niehl und eines großen Industriegeländes mit Wasseranschluß unterhalb dieses Stadtteils abzielen.

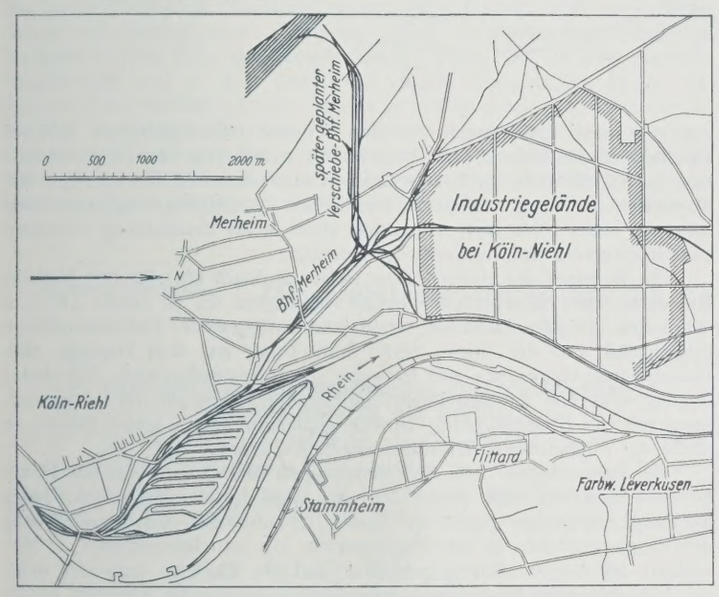


Abb. 3.

Der neue Handelshafen (Abb. 3) wird nach diesen Plänen auf dem Gelände zur Anlage kommen, das für den Bau des Handels- und Industriehafens im Jahre 1912 bereits in Aussicht genommen war, jedoch erfährt das eigentliche Hafengelände gegenüber dem älteren Plan eine bedeutende Ausdehnung nach Süden hin, also auf die Kernstadt zu. Das neue Industriegelände soll geschaffen werden auf der weiten vom Rhein begrenzten Fläche, die sich nördlich der Militärringstraße bis nahe an den Ort Merkenich in nahezu hochwasserfreier Lage erstreckt und die, da auf ihr zum Teil die Rayonbeschränkungen ruhten, zum Teil auch der über 300 ha große Exerzierplatz untergebracht war, fast völlig unbebaut war. Beide Anlagen lassen sich in glücklicher Weise an das Eisenbahnverkehrsnetz anschließen durch eine die Stadt im Nordwesten umziehende Gürtelbahn, die in die Reichsbahnhöfe Köln-Ehrenfeld und Köln-Nippes einmündet und zugleich die unmittelbare Fortführung der schon bestehenden, aus dem rheinischen Braunkohlenbezirk ausgehenden Köln-Frechen-Benzelrather Eisenbahn darstellt.

Das Industriegelände wird in dem außerordentlich großen Ausmaß von 550 ha angelegt, es würde somit eine Fläche bedecken von der halben Größe der Kernstadt innerhalb des bekannten Eisenbahnringes, während der neue Handelshafen mit einer Gesamtlandflächengröße von 108,5 ha das Zweifache der zurzeit vorhandenen links- und rechtsrheinischen Hafenanlagen zusammengenommen darstellt. Die Ausmaße sind also sehr bedeutend, und dieser Umstand hat in manchen Kreisen zu der Anschauung geführt, die Stadt jage uferlosen Plänen nach, die sich nie in der beabsichtigten Weise würden verwirklichen lassen können.

Es erscheint daher angebracht, auf die Gründe, die zur Fassung solcher Pläne führten und die trotz der gewaltigen Ausmaße von der Stadtverordnetenversammlung einstimmige Annahme fanden, näher einzugehen.

Die Industrie hatte sich in den vergangenen Jahrzehnten vorwiegend in den Vororten ansiedeln müssen; manche dieser Vororte, wie Ehrenfeld, Nippes, Mülheim, Deutz und Kalk haben durch die Massierung großer und mittelgroßer Industrien den Charakter von Arbeiterstädten angenommen. Nur ein ganz geringer Bruchteil dieser Industriegründungen erfreute sich der unmittelbaren Wasserlage. Ein großer Teil besitzt noch nicht einmal Bahnanschluß. Für die Wohngebiete ergeben sich infolge der Einschachtelung der industriellen Werke, vor allem auch wegen der westlichen Lage bei vorherrschenden westlichen Winden, in hygienischer Hinsicht viele Unzuträglichkeiten. Es drängt sich darum von selbst der Gedanke auf, für industrielle Unternehmungen ein Gelände bereitzustellen, das einesteils unmittelbar an der Rheinschiffahrtstraße liegt, des weiteren den Eisenbahnanschluß für jedes einzelne Fabrikgrundstück ermöglicht, das ferner eine solche Lage zu den Wohnstätten haben muß, daß diese weder Rauch- noch Lärmbelästigungen durch das Vorhandensein der Fabriken erfahren. Diese Bedingungen lassen sich dank der vorzüglichen Lage restlos erfüllen in dem neuen Industriegelände bei Niehl.

Im Umkreise dieser zukünftigen Industriestadt ist noch so viel unerschlossenes Land, vor allem in dem Gebiete der zu diesem Zwecke im Jahre 1922 eingemeindeten Bürgermeisterei Worringen, verfügbar, daß Arbeitersiedlungen in ländlicher Weise in gesunder Lage dort angelegt werden können. Für Handelshafenzwecke mußte anderseits, da die vorhandenen Häfen nicht erweiterungsfähig sind, Neuland bereitgestellt werden, und zwar in einem solchen Umfange, daß für Jahrzehnte hinaus in schrittweiser Anpassung an die Bedürfnisse gesorgt ist; aus betriebswirtschaftlichen Gründen muß diese Anlage möglichst einheitlich zusammengefaßt sein. Diese Absicht ließ sich am zweckmäßigsten verwirklichen in dem vom Strom in groß ausholendem Bogen begrenzten Gelände südlich von Niehl. In der Anlage der einen Bahnlinie, der Gürtelbahn, für Hafen- wie Industriegelände ist zugleich die Gewähr für die glückliche Ergänzung in verkehrstechnischer Beziehung gegeben. Niehl bildet mit diesen beiden Anlagen den Kern zu einem neuen großen Stadtgebilde, das nunmehr der Entwicklung der Stadt eine der Talbildung folgende Richtung gibt und Köln endlich befreit von der seit zwei Jahrtausenden bestehenden zwangläufigen ringförmigen Entwicklung, wie sie durch den Festungscharakter bedingt war.

Diese weitsichtigen Pläne finden ihre Stütze aber auch in gewichtigen wirtschaftlichen Bedingtheiten.

Die Rheinschiffahrtstraße, vor dem Kriege noch ein Stamm ohne Äste, da sie ausgebauter Zubringerwasserstraßen von großer Bedeutung entbehrte, ist durch den Rhein-Herne-Kanal in unmittelbare Verbindung gebracht worden mit dem rheinisch-westfälischen Industriegebiet; der Anschluß dieses Kanals an die Dortmund-Ems-Wasserstraße und durch diese an den Mittellandkanal vermittelte die Verbindung mit dem Weserstromgebiet, und da in einigen Jahren mit der Durchführung des Mittellandkanals bis zur Elbe zu rechnen ist, wird auch das Elbstromgebiet mit den märkischen Wasserstraßen und dem Oder- und Weichselgebiet in den Bereich der Rheinschiffahrt gebracht werden. Ganz ähnlich vollzieht sich eine Erweiterung des Bereiches der Rheinschiffahrt durch die Weiterführung der Mainkanalisierung über Frankfurt-Offenbach hinaus und durch die Erfüllung des tausendjährigen Planes der Verbindung von Main und Donau durch den Main-Donau-Kanal, wodurch das ganze Donaustromgebiet bis hinunter zum Schwarzen Meer der Rheinschiffahrt erschlossen wird. Die Fortführung der Neckarkanalisierung erstrebt ein ähnliches Ziel. Diese Verflechtung der bedeutendsten deutschen Ströme mit dem Rhein wird zu einer außerordentlichen Belebung der Binnenschiffahrt auf dem Rhein führen und zur Folge haben, daß Handelsprodukte wie Rohstoffe für die Industrie mehr als bisher die Schiffahrt in Anspruch nehmen werden. Für Köln besonders ist in der Tatsache, daß es in günstiger Lage zum rheinischen Braunkohlenbezirk liegt, dessen Erzeugnisse mehr und mehr an Bedeutung für das deutsche Wirtschaftsleben gewinnen, die weitere Voraussetzung für die Erstarkung seiner Hafenausfuhr gegeben. Köln ist des weiteren in verstärktem Maße die Vermittlerin des Verkehrs und des Handels zwischen Mitteleuropa und den Weststaaten geworden. Diesen neuen wirtschaftlichen Faktoren sich anzupassen, war der Leitgedanke gewesen, als sich die Stadt gerade in dieser schweren Zeit zur Schaffung so großer Anlagen entschloß.

IV.

Die technische Planung dieser Anlagen (Abb. 4) ergibt folgendes Bild: Der der Altstadt zunächst gelegene neue Handelshafen bei Niehl ist in das vom Rhein umzogene weite Gelände zwischen Riehl und Niehl hineingebettet und liegt unter dem Schutze eines Hochwasserdeiches. Das ganze Hafengelände gehört dem Hochwasserüberflutungsgebiet des Rheines an; durch die neue Deichführung wird diese Hochwasserbegrenzungslinie weit vorgeschoben, und das Hochwasserbett erfährt hierbei eine Regulierung durch entsprechende Abgrabungen im Deichvorlande. Diese Arbeiten, die eine Bodenbewegung von 350 000 m³ erfordern, sind als Auftakt zu den Hafenbauten im Jahre 1922 ausgeführt worden und haben bei dem Hochwasser vom November 1924 (Wasserstand + 8,82 a. K. P.) und Januar 1926 (+ 9,62) ihre Belastungsprobe bereits bestanden. Den Zugang

Abb. 4.

zum Handelshafen bildet ein in der Mittelwasserlinie (etwa + 3,0 a. K. P.) 90 m breiter, tangential an der Stromkrümmung bei Niehl anschließender Hafenmund, der sich binnenwärts zu einem trichterartig gestalteten Vorbecken mit einem Wendeplatz von 180 m Durchm. erweitert. An dieses Vorbecken ist gleichgerichtet mit der Deichführung der Hafenkanal in das Gelände eingeschnitten, der zwischen seiner stromseitigen Begrenzungslinie und der äußeren Deichoberkante einen Geländestreifen von 95 m Tiefe beläßt, der für Lagerung von Massengut, wie Kohle, Holz, Steinen, Chemikalien, vorgesehen ist. Der Hafenkanal mißt vom Vorbecken bis zum Anfange des an seinem Ende angeschlossenen vierten Hafenbeckens etwa 1200 m, von ihm sind seitlich unter einem Anschlußwinkel von etwa 120° in nahezu südlicher Richtung vier gleichlaufende, jeweils 70 m breite Stichbecken abgezweigt, deren erstes Becken eine Länge von 500 m, die drei anderen der Reihenfolge nach 600, 700 und 520 m aufweisen. Der Hafenkanal hat bis zur Abzweigung des ersten Beckens 100 m Spiegelbreite und verringert seine Breite hinter dem Anschluß eines Beckens jedesmal um 10 m; zwischen den Stichbecken bleiben Landzungen von 180 m Breite stehen, mit einziger Ausnahme der Kaizunge zwischen Stichbecken I und dem Vorbecken, die eine Breite von 125 m besitzt. Der Grundriß des Hafenplanes weist also die Zungenform auf; wie die Finger zweier Hände greifen die Kaizungen in die Wasserflächen ein. Die Ufereinfassung im Vorbecken besteht aus einer Senksteinschüttung, die bis zur 3-m-Linie hinaufreicht, mit aufgesetzter Betonmauer; in der gleichen Weise wird das stromseitige Ufer des Hafenkanals ausgebildet, mit Ausnahme des Ufers längs der Einfahrt, das mit senkrecht stehenden Kastenprofil-Spundwandeisen (Dortmunder Union) ausgeführt wurde. Die Einfassung der Stichbecken dagegen wird durch senkrechte Ufermauern gebildet. Die Hafensohle liegt 5,5 m unter der 3-m-Linie, und es ist die Möglichkeit der Vertiefung um 1 m beim Bau der Uferbefestigung vorgesehen. Da der niedrigste Wasserstand etwa in der 0,5-m-Linie liegt, ist hierbei eine gewährleistete Fahrwassertiefe von 3 bezw. bei späterer Vertiefung von 4 m vorhanden, so daß bei größter Eintauchtiefe (2,8 m) der Rheinkähne eine sichere Schwimmlage auch bei diesem Wasserstande gewährleistet ist. Die Oberkante der Ufermauern ist in der 8,5-m-Linie angeordnet, so daß zwischen Hafensohle und Werftfläche ein Höhenunterschied von 11 bezw. von 12 m bei späterer Vertiefung vorhanden ist. Das höchste Hochwasser, das in der Regel in einem Zeitraum von 100 Jahren ein einziges Mal und dann nur für wenige Tagesstunden auftritt, erreicht eine Höhe von 9,6 m. Da die Laderampen der Schuppen und Speicher um 0,3 m über dieser Marke angeordnet werden, ist für Lagerräume genügende Sicherheit gegen Überflutung gegeben. Die Werftoberkante längs dem Massenumschlagufer am Hafendeich ist in der 9,5-m-Linie festgelegt.

Sämtliche Werfte, mit Ausnahme der Kopfseiten der Zungen, sind an der Uferkante mit drei Gleisen ausgerüstet, die untereinander Weichenverbindungen besitzen; das mittlere Gleis dient dem Betrieb, die beiden äußeren Gleise dem Ladegeschäft. Auf den Kaizungen sind hinter diesen Gleisen Plätze von 39 m Tiefe vorgesehen zur Aufnahme von Lagerschuppen oder Speichern; dahinter läuft eine Verkehrstraße, die gleichfalls von Ladegleisen eingesäumt ist; die Kaizungen weisen, wie die Lagepläne zeigen, hinsichtlich der Bebauungsmöglichkeit eine Dreiteilung auf, indem entweder auf den äußeren Seiten Schuppen und in der Mitte, jederzeit durch Ladestraßen von den Schuppenreihen getrennt, Speicher errichtet werden können, oder Lagerhäuser unmittelbar am Ufer geschaffen und die Mittelflächen für frei lagerndes Gut benutzt werden können. Die Kopfseiten der Zungen sind nur mit breiten Ladestraßen ausgestattet und sollen in erster Linie dem neuerdings stark in die Erscheinung tretenden Umschlagverkehr auf Lastkraftwagen dienen.

Die Richtung der Hafenstraßen weist zur Stadt hin; für den Verkehr von dieser zum Hafengelände kommt vorwiegend die zu diesen Zwecken zusammen mit dem Hafenbau schon jetzt fertiggestellte Boltensternstraße in Betracht, von der bezw. deren Fortführung aus drei Zugänge zum Hafengelände vorgesehen und teilweise schon geschaffen sind. Ein vierter Zugang wird von der den Rhein begleitenden Uferstraße im Zusammenhang mit der Straßenführung zu der geplanten neuen festen Brücke an Stelle der Mülheimer Schiffbrücke angelegt werden.

Die Bahnanlagen, d. h. die Gleisgruppen zum Ordnen der den Hafen aufsuchenden Güterzüge, ließen sich nach Lage der Verhältnisse nur längs der Begrenzungslinie gegen die Stadtseite anordnen. Um eine Störung des Rangierbetriebes an der Zugangstraße mit den Bahnanlagen zu vermeiden, ist die Anordnung getroffen, daß die Zugänge entweder unter den hochgelegenen Bahnanlagen untergeführt oder der im Anschluß an die Rampenstraße zur Mülheimer festen Brücke ohnehin hochliegende Zugang zum Hafen an dieser Stelle über die tieferliegenden Bahngleise übergeführt wird.

Es sind für das ganze Hafengebiet drei Betriebsbahnhöfe vorgesehen, die jeweils einen bestimmten, möglichst nahe gelegenen Hafenteil zu bedienen haben; diese Bezirksbahnhöfe bestehen aus einer Aufnahmegruppe und einer damit durch Ablaufberg verbundenen, nach der Hafenseite zu vorgelagerten Ladestellengleisgruppe, von der aus die Verbindungsgleise zu den einzelnen Werftbezirken ausgehen. Das Auflösen der Züge nach den einzelnen Hafenbezirken geschieht in dem zwischen Niehl und der Ortschaft Merheim angelegten Betriebsbahnhof, der auch das weiter unten beschriebene Industriegelände gleichzeitig bedient. In den Bezirksbahnhöfen vollzieht sich also nur die Weiterordnung nach Ladestellen; in dieser Teilung des Rangiergeschäftes ist eine schnelle Bedienung der Ladestellen im Hafengebiet gewährleistet. Die Bahnanlagen sind entsprechend den Arbeiten von Geheimrat Cauer, Berlin, über die Eisenbahnausrüstung von Häfen ausgearbeitet. Die Einführung der Gürtelbahn in das Hafengelände geschieht am Zusammenstoß von Boltensternstraße und Amsterdamer Straße auf der Höhe des Vorbeckens.

Es war bei Erörterung der wirtschaftlichen Grundlage für den neuen Hafenbau auf die Aufgabe dieses Hafens als Umschlagplatz für die Produkte der linksrheinischen Kohlenreviere hingewiesen. Für diesen Verkehr schuf die Stadtverwaltung eine besonders leistungsfähige Umschlagvorrichtung in der Gestalt eines Kipperbauwerks, das durch eine sinnreiche Konstruktion zugleich die Behandlung der demnächst in den Bahnverkehr einzustellenden nicht kippfähigen Großraumgüterwagen gestattet. Diese Wagenart wie auch die kippfähigen Wagen geben ihre Ladung über einen Bunker an ein Stahlförderband ab, das in einer besonderen schwenkbaren Konstruktion das Ladegut bis in den Schiffsraum befördert. Es sind zwei Kipperbauwerke am Vorhafen geplant, von denen eins unmittelbar vor dem Hafenmund bereits hergestellt worden ist. Die Leistungsfähigkeit

einer Kipperanlage ist auf 20 Wagen zu je 20 t, also auf 400 t stündlich bemessen, wobei vorausgesetzt ist, daß die Wagen vorher im zugehörigen Bezirksbahnhof nach Ladegutsorten geordnet werden.

Bei vollem Ausbau wird der Hafen 8500 m neue Kaianlagen haben und eine Jahresleistungsfähigkeit von etwa 4,7 Mill. t an den gewöhnlichen Umschlagkais und von etwa 2,5 Mill. t an den beiden Kippern bei einer durchschnittlichen Beschäftigungsdauer dieser Umschlagvorrichtung von 12 Stunden arbeitstäglich und bei 275 Arbeitstagen im Jahre aufweisen.

Das neue Industriegelände kommt nördlich von Niehl zur Anlage, es stößt mit einer Werftfront von 2400 m an den Strom und ist südlich von der Militärringstraße und westlich von der Neußer Straße begrenzt. Die Uferausbildung ist in der gleichen Weise gedacht wie im Vorbecken des Handelshafens, nur wird die auf die Steinschüttung aufgesetzte Mauer mit Basaltsäulen verblendet. Auf dem Kai liegen wie im Hafen drei Gleise, dahinter ist eine Werftstraße angeordnet. Parallel zum Rhein durchzieht die vorderste Zone rückwärts begrenzend ein breiter, beiderseits von Gleisen begleiteter Straßenzug das Gelände. An die Stammgleise werden die Anschlüsse für die einzelnen Fabrikgrundstücke angelehnt. In halber Tiefe des Geländes durchzieht auf hohem Damm ein weiterer breiter Straßenzug das Gebiet als Durchgangsverkehrstraße nach dem nördlich des Industriegeländes vorgesehenen großen Siedlungsgebiet in der ehemaligen Bürgermeisterei Worringen; dieser Damm wird zugleich die Schnellbahn nach Dormagen aufnehmen, die im Industriegelände selbst Haltestellen erhalten wird. Die senkrecht zum Strom verlaufenden Straßen zur weiteren Aufteilung des großen Geländes sind unter dieser Dammstraße untergeführt. Von dem schon erwähnten Betriebsbahnhof Merheim werden längs der Neußer Straße, ferner zu der erstgenannten Parallelstraße und zu dem Rheinwerft Gleise herangeführt, die an der Südgrenze des Industriegebietes Ladestellengleisgruppen aufweisen werden wie die im Bericht über den Handelshafen beschriebenen. Das ganze Gelände wird nach dem Trennsystem kanalisiert, im übrigen reichlich mit Stammgleisen, Stromkabel, Gas- und Wasserleitungen ausgestattet; jedem einzelnen Fabrikgrundstück wird die Möglichkeit des Gleisanschlusses gewährleistet. Während die dem Rhein zunächst gelegene Zone für Fabriken vorbehalten ist, die unbedingt wegen ihres großen Bezugs von Rohstoffen auf die Wasserlage angewiesen sind, sind die rückwärtigen Zonen mehr für Betriebe bestimmt, die nur hin und wieder von der Schiffahrt Gebrauch machen; sie empfangen die Güter in diesem Falle an dem öffentlichen Industriehafen durch Umladen auf Bahnwagen, die ihnen im inneren Hafenbahnverkehr auf ihrem Grundstück zugestellt werden.

Die Möglichkeit der Eigenverladung auf Lastkraftwagen ist natürlich nicht ausgeschlossen, diesem Verkehr dient die Werftstraße. Das ganze Gelände wird an allen drei Landseiten durch breite Grünstreifenanlagen eingefaßt, die einmal dazu dienen, eine belebende Note in die Industriestadt hineinzutragen, zum anderen die Arbeiter nach der Schicht sofort in die freie Natur führen sollen. Die Verbindung zur Stadt werden drei Straßenbahnen vermitteln, die bis an die Straßen des Industriegebietes herangeführt werden.

Handelshafen wie Industriegelände stehen zurzeit vor der Vollendung des ersten Baustadiums. Im Handelshafen handelt es sich vorwiegend um die Ausführung des Vorbeckens, des ersten Betriebsbahnhofs und der Boltensternstraße; der Tatsache, daß die Regulierungsarbeiten für das Hochwasser bereits vollendet sind, war schon gedacht. Im Industriegelände sah der erste Bauabschnitt den Bau der der Stadt zunächst gelegenen Teile der ersten Zone und eines größeren Teiles des rückwärtigen Geländes längs der Militärringstraße vor. Im Handelshafen wie im Industriegelände haben bereits Interessenten mit eigenen Bauausführungen begonnen, und der Zuspruch der beiden Anlagen ist schon so groß, daß alle im ersten Bauabschnitt im Handelshafen baureif werdenden Plätze bereits vergeben sind und daß von dem ganzen Industriegelände heute schon ein bedeutender Teil verschiedenen industriellen Unternehmungen übergeben werden konnte. Die Gürtelbahn hat ihre Gleise bereits in den Hafen wie in das Industriegelände vorgestreckt und leistet in der Heranschaffung der Baustoffe schon große Dienste. Auch der Empfang von Baustoffen auf dem Schiffahrtwege ist wegen der Inbetriebnahme der Straßen bereits möglich. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Delaware-River-Brücke zwischen Philadelphia und Camden.

Von Prof. Dr.-Ing. **W. Schachenmeier,** München.

(Schluß aus Heft 55, 1926.)

V. Experimentelle Untersuchungen im Zusammenhang mit dem Entwurf der Brücke.

a) Knickfestigkeit versteifter Blechwände.

Der Aufbau des Pylonen-Querschnittes aus Blechen und Winkeln gemäß Abb. 20a und b rückt die Frage nach der Knicksicherheit der Bleche in den Vordergrund. Sie läßt sich auch so ausdrücken: Wie groß darf die freie Breite (*b* in Abb. 21a) eines solchen Bleches zwischen den Winkeln höchstens sein, damit der Querschnitt als ein Ganzes wirkt und die Bleche nicht vorzeitig ausknicken?

Der schraffierte Teil der Abb. 20a wurde in Versuchsstäben gemäß Abb. 21a, b, c nachgebildet, und die wirklichen Einspannungsbedingungen wurden in sinnreicher Weise ersetzt durch die lose angelegten „Versteifungsträger" gemäß Abb. 21d, die man besser „Führungsträger" nennen würde. Die Stegbleche der Versuchsstäbe hatten Dicken von $^3/_8$, $^1/_2$, $^5/_8$, $^3/_4$, 1 und $1^1/_2$"; die kleinste Blechdicke im Entwurf der Pylone war $^3/_4$".

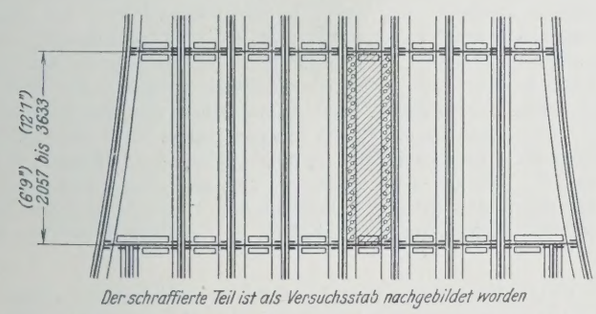


Abb. 20a. Senkrechter Schnitt durch die Pylone.

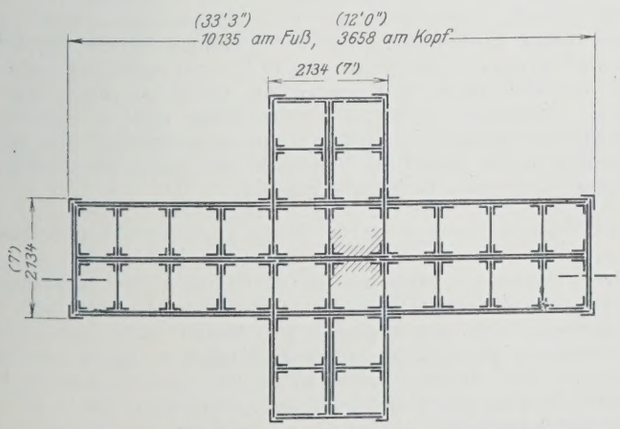


Abb. 20b. Wagerechter Schnitt durch die Pylone.

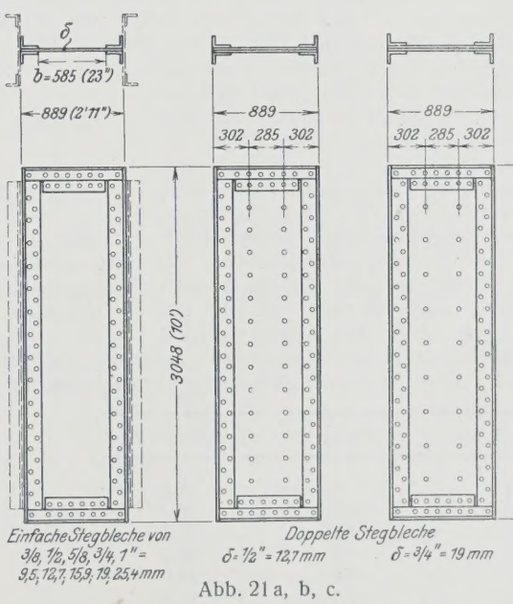


Abb. 21a, b, c. Versuchstäbe für die Knickversuche.

Abb. 21d. Führungsträger für die Knickversuche.

Die Knickerscheinung an den Versuchsstäben läßt sich wie folgt beschreiben: Bei den dünneren Blechen waren die Verformungsflächen der Blechwand einfach eine Weiterbildung der schon von Anfang an vor-

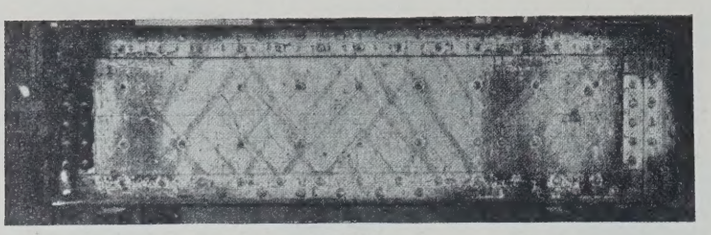


Abb. 22.

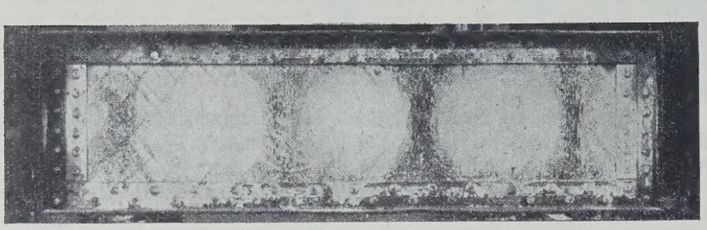


Abb. 23.

Abb. 22 u. 23. Sichtbar gemachte Fließfiguren infolge der Druckbelastung.

handenen Abweichungen des Bleches von einer genauen Ebene. Diese Abweichungen wurden durch Messung bis zu etwa $^1/_{10}$" festgestellt. Man kann diesen Knickvorgang demjenigen eines schlanken Stabes im elastischen Knickbereich vergleichen. Die dickeren Bleche dagegen widerstanden der Beanspruchung ohne besonders große Verformungen bis kurz vor Erreichung der eigentlichen Materialfestigkeit. Sie knickten dann in der Hauptsache an einer einzigen Stelle aus, ähnlich der Knickerscheinung eines gedrungenen Stabes im plastischen Knickbereich. Während des Versuchsvorganges wurde die Wirkung der zunehmenden Beanspruchung an den Fließfiguren beobachtet. Diese wurden besser sichtbar gemacht durch einen leichten Überzug mit Zementmilch, der im trockenen Zustande an denjenigen Stellen absprang, wo das Material zu fließen begann. Die Abb. 22 und 23 zeigen zwei solcher Bilder von sichtbar gemachten Fließfiguren.

Örtliche Formänderungen wurden in doppelter Weise gemessen, nämlich durch einen unmittelbar wirkenden Dehnungsmesser und durch einen fernanzeigenden Apparat.

Die Versuche bewiesen, daß die durchschnittliche Druckfestigkeit der Pylonenständer auf 44000 bis 46000 lbs/□" = 3100 bis 3240 kg/cm² festgesetzt werden darf, da diese Festigkeiten von den Versuchskörpern mit mindestens $^3/_4$" dicken Blechen erreicht wurden. Es ist dies zugleich die Quetschgrenze des Materials, s. „Die Bautechnik" 1926, S. 838. Es bestätigte sich hiermit auch die alte Regel, daß die freie Weite des Bleches zwischen den Innenkanten der säumenden Winkel nicht größer als das 30fache der Blechdicke sein soll. Diese Regel wird von den Amerikanern dem Engländer Fairbairn aus den Tagen der berühmten Britannia-Brücke (1850) zugeschrieben, und es wird von ihnen angenommen, daß eine genauere Begründung dieser Regel bisher nicht vorliege. Indessen stelle ich fest, daß Engeßer in seinem Buche „Die Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken" 1892, S. 115, den entsprechenden Fall eines einwandigen Druckgurtes (Abb. 24) auf theoretischem Wege behandelt und gefunden hat, daß das Verhältnis $v : \delta \leq 16$ sein soll.[1]) Dies stimmt recht gut mit der obigen amerikanischen Regel zusammen. Folgende Zahlentafel gibt das Verhältnis $b : \delta$ (Abb. 21 a) der verschiedenen Versuchsstäbe an:

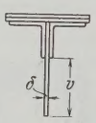


Abb. 24. Einwandiger Druckgurt zum Vergleich.

Versuch Nr.	Stegdicke δ	Verhältnis $b : \delta$
1	$^3/_8$" = 9,5 mm	61,3
2	$^1/_2$ = 12,7	46,0
3	$^5/_8$ = 15,9	36,8
4	$^3/_4$ = 19	**30,7**
5	1 = 25,4	23,0
6	$1^1/_2$ = 38	15,3

Bei den Versuchen Nr. 1 und 2 knickte das Blech vorzeitig aus und konnte seinen vollen Anteil an der Belastung nicht aufnehmen. Versuch Nr. 3 war schon besser, und bei Versuch Nr. 4 knickte das Blech erst, als auch die Winkel nachgaben, d. h. der Querschnitt wirkte als ein Ganzes zusammen, wie es sein soll. Bei den Versuchen Nr. 5 und 6 war dies natürlich in noch höherem Maße der Fall.

[1]) Siehe a. „Hütte" III, 24. Aufl., S. 1119, Abb. 120, 11 u. 12.

b) Drahtverbindung.

Die Versuche ergaben nur 2 bis 3 % Abminderungen der Bruchfestigkeit infolge der Muffenverbindung, s. „Die Bautechnik" 1926, S. 838, Abb. 17. Dieses Ergebnis ist überraschend, wenn man bedenkt, daß der Kernquerschnitt an der Wurzel des Schraubengewindes ≈ 18 % kleiner als der volle Querschnitt ist. Die Erklärung dafür ist zweifellos in der Verfestigung des Materials infolge der Kaltbearbeitung bei Herstellung des Gewindes zu erblicken. Im Gesamtquerschnitt des Kabels liegen auf je 10' Länge verteilt nur etwa 60 Stoßstellen, d. i. $\approx {}^1/_3$ % des ganzen Querschnitts. Daher ist der Einfluß der durch die Muffenverbindungen verminderten Drahtfestigkeit auf die gesamte Kabelfestigkeit nur $0{,}003 \cdot 0{,}03 \approx 0{,}0001$ oder $\approx \frac{1}{100}$ %; also vernachlässigbar klein.

c) Festigkeit des einzelnen Drahtes in den verschiedenen Querschnittschichten.

Es galt, die von mancher Seite erhobene Behauptung zu widerlegen, daß die günstige Wirkung des Ziehvorganges auf die Festigkeit des Drahtes beschränkt bleibe auf die äußersten Schichten des Drahtquerschnittes. Daher habe schon ein geringes Abrosten vom Draht bedenkliche Folgen.

Es wurden daher Drähte vom ursprünglichen Durchm. 0,189" abgeschliffen auf die Durchm. 0,184, 0,174 usw. bis 0,099" und jeweils dem Zerreißversuche unterworfen. Das Ergebnis ist in folgender Zahlentafel zusammengestellt:

Nr.	Durchmesser	Zerreißfestigkeit
1	0,189" = 4,8 mm	229 215 lbs/□" = 16 120 kg/cm²
2	0,184 = 4,68	231 300 = 16 260
3	0,174 = 4,42	232 900 = 16 370
4	0,149 = 3,78	236 600 = 16 640
5	0,123 = 3,12	233 700 = 16 420
6	0,099 = 2,52	229 500 = 16 150

Man sieht daraus, daß die Materialfestigkeit des Drahtes sehr gleichmäßig über den ganzen Querschnitt verteilt ist. Die entgegenstehenden Behauptungen sind hiermit widerlegt.

d) Festigkeit des Drahtes bei gleichzeitiger Querpressung.

An den Auflagerstellen, d. h. an den Pylonensätteln und sonstigen Umlenkungspunkten des Kabels, erleiden die untersten Drähte eine Querpressung, die insbesondere an den Pylonensätteln 1800 bis 2800 lbs/lfd. Zoll, d. i. 320 bis 500 kg/lfd. cm beträgt. Es wurden nun einzelne Drähte auf Zug geprüft unter gleichzeitiger Anwendung von Druck der Quere nach. Hierbei lag der Draht seiner ganzen Länge nach auf einer bearbeiteten Fläche, ähnlich der des Kabelsattels. Der Druck wurde ausgeübt mittels eines anderen Körpers, auf dem 2 parallele Drahtstücke von gleichem Durchmesser wie der Versuchsdraht und von 1" Länge befestigt waren, so daß sie sich der Länge nach berührten. Der zu untersuchende Draht legte sich also der Länge nach in den Winkel zwischen den beiden erwähnten kurzen Drahtstücken. Bei einem Druck von 4300 lbs./Zoll, der also um 50 % höher als der in der fertigen Brücke zu erwartende Druck war, betrug die Abminderung der Zerreißfestigkeit des Drahtes nicht mehr als 1 bis 2 %. Es ist somit erwiesen, daß die oben erwähnten Querbeanspruchungen des fertigen Kabels an den Umlenkungsstellen keinen nennenswerten Einfluß auf die Sicherheit des ganzen Bauwerkes haben können.

e) Festigkeit des um eine Rolle geführten Drahtes.

Es war die Frage zu beantworten, ob die Umlenkung der Drähte um die Schuhe am Ende eines jeden Stranges (s. „Die Bautechnik" 1926, S. 610, Abb. 8) vielleicht ungünstig auf ihre Festigkeit einwirken könnte. Daher wurden Drähte um eine Rolle von 18" = 457 mm Durchm. geführt und zerrissen. In einer Versuchsreihe von 10 Drähten ergab sich genau derselbe Durchschnittswert der Festigkeit wie für gerade Drähte ohne Umlenkung. Außerdem brachen alle diese Drähte nicht in dem mit der Rolle sich berührenden Teil, sondern auf der freien Strecke. Eine ähnliche Feststellung wurde später bei Versuchen mit ganzen Drahtsträngen in natürlicher Größe des Querschnitts gemacht.

f) Festigkeit eines um eine Rolle geführten Spiraldrahtseiles.

Die Hängestangenseile, die um die Schellen des Haupttragkabels geschlungen sind, bieten ein Problem dar, ähnlich dem oben unter e) für den einzelnen Draht besprochenen. Dazu kommt jedoch die ungünstige Schneidwirkung der einander kreuzenden Drähte im Innern eines Spiraldrahtseiles. Aus diesem Grunde wurde von mancher Seite eine bedeutende Abnahme der Seilfestigkeit, unter Umständen bis zu 50 %, erwartet und vorausgesagt. Dabei ist zu erwähnen, daß es sich hier um ein sogenanntes „Brückenseil" handelt, das keine Hanfseele, sondern eine

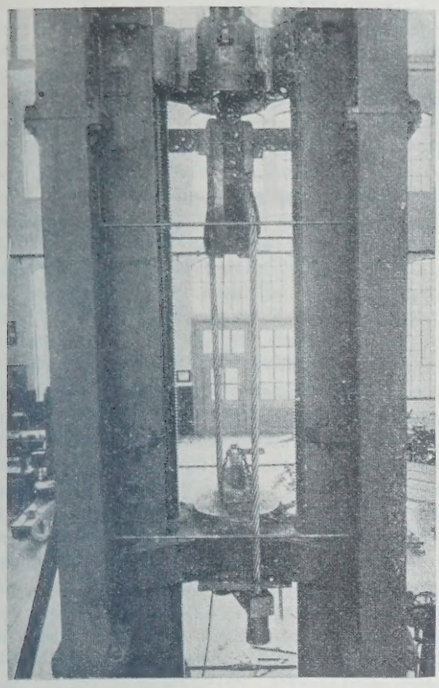


Abb. 25.
Versuch mit dem Hängestangenseil.

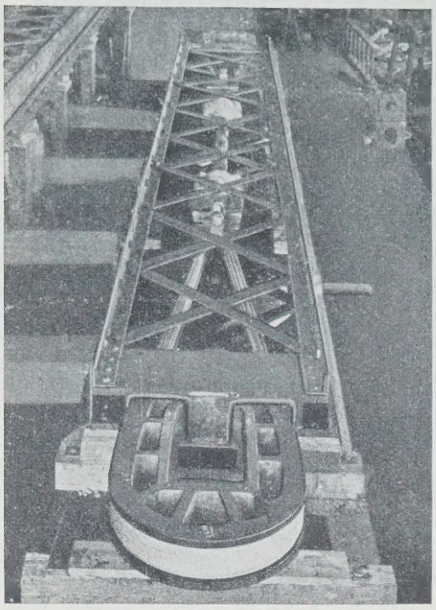


Abb. 26.
Versuch mit einem Strang aus 306 Drähten.

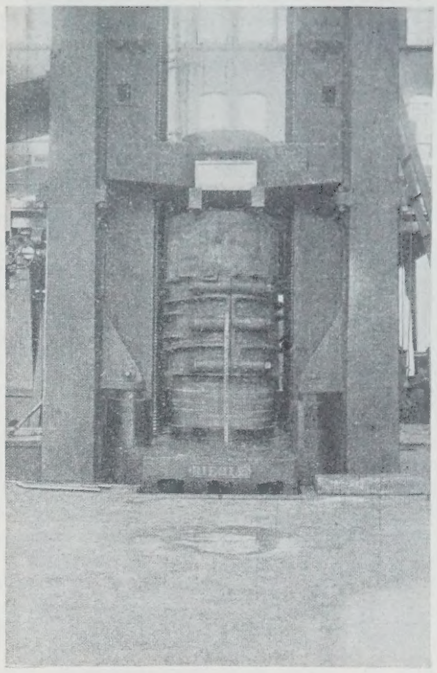


Abb. 27. Reibungsversuch mit Kabel und Schelle in natürlicher Größe.

Drahtlitzenseele hat. Es lagen keinerlei frühere Versuche vor, außer an Seilen mit Hanfseele, die für das vorliegende Problem keinen Aufschluß geben konnten.

Die Hängeseile der Delaware-Brücke von $2^1/_4'' = 58$ mm Durchm. sind an den Schellen nach einem Halbmesser von $16'' = 406$ mm gekrümmt. Dementsprechend wurden die Versuche mit einem Rollendurchmesser von $32'' = 813$ mm ausgeführt (Abb. 25). Der Durchschnitt einer großen Zahl von Versuchen ergab einen Verlust an Festigkeit gegenüber der einfachen, unmittelbaren Zugbeanspruchung von 11 %. Diesem Umstande kann natürlich bei Bemessung des erforderlichen Seilquerschnitts leicht Rechnung getragen werden durch Vergrößerung des Querschnitts bezw. Verminderung der zulässigen Beanspruchung.

g) Festigkeit des Drahtes innerhalb eines Stranges.

Während bezüglich der Festigkeit des Einzeldrahtes volle Klarheit herrscht, darf man Zweifel hegen über die Art des Zusammenwirkens der vielen tausend Drähte im Gesamtquerschnitt. Gemäß „Bautechnik" 1926, S. 838, sind es 18 666 Drähte. Versuche an paralleldrähtigen Strängen, die George S. Morrison vor 30 Jahren für seine Hudson-Brückenentwürfe gemacht hatte, ergaben nur etwa 80 % der Summe der Drahtfestigkeiten. Ein Kabel von 30" Durchm., wie es in der Delaware-Brücke verwendet werden sollte, dem Zerreißversuche zu unterwerfen, war unmöglich. Das Einzige, was man tun konnte, war, Stränge von verschiedener Drahtzahl zu zerreißen und aus den verschiedenen Wirkungsgraden Schlüsse zu ziehen, wie die Festigkeit des Stranges durch die zunehmende Drahtzahl beeinflußt wird.

Versuch Nr. 1: Ein Strang aus 37 Drähten von etwa 1' Länge ergab 96 % der Summe der Drahtfestigkeiten, die wir theoretische Festigkeit nennen wollen. Man kann also von einem Wirkungsgrade von 96 % sprechen.

Versuch Nr. 2: Ein Strang von 80 Drähten, von denen jeder einzelne gestoßen war. Die Länge betrug ebenfalls etwa 1'. Der Wirkungsgrad war etwas größer als 95 %.

Versuch Nr. 3: Ein Strang aus 80 Drähten, wie bei Nr. 2, jedoch ohne Stoßstellen. Der Wirkungsgrad war 95 %.

Das überraschende Ergebnis der beiden letztgenannten Versuche beruht offenbar darauf, daß die Einzeldrähte des Versuchskörpers Nr. 2 zufälligerweise etwas höhere Festigkeiten besaßen als die des Körpers Nr. 3, bezw. der Vergleichsdrähte, aus denen man die theoretische Festigkeit ableitete. Bei den Versuchen 1 bis 3 handelte es sich um kurze Probestücke von etwa 0,3 m Länge, bei denen die Drahtenden in ringförmigen Köpfen mittels Zink vergossen waren.

Versuche Nr. 4 und 5: Es wurden Stränge von je 306 Drähten gemäß Abb. 26 in der bedeutenden Länge von ≈ 10 m hergestellt und in einem käfigartigen Fachwerkgehäuse zur Prüfungsmaschine transportiert. Der Zerreißversuch ergab bei beiden Versuchen einen Wirkungsgrad von 94 %. Die Drähte waren um Gußstahlschuhe geschlungen, ähnlich wie im fertigen Kabel. Hierbei war es schwierig, den Draht bei der Herstellung des Versuchskörpers stets gleichmäßig anzuspannen. Die Amerikaner sind mit Recht davon überzeugt, daß die Forderung genau gleichmäßiger Anspannung aller Drähte im wirklich ausgeführten Brückenkabel sich leichter und besser verwirklichen lasse als bei den hier in Rede stehenden Versuchskörpern.

h) Biegung des fertigen Kabels.

Die Frage nach der Biegsamkeit des Kabels hängt eng zusammen mit derjenigen nach den Nebenspannungen im Kabel. Es wurden 10' lange Probekörper von 9,4" Durchm. hergestellt, die mit Bandeisen in gewissen Abständen zusammengehalten und an beiden Enden sowie in der Mitte mit gußstählernen Schellen versehen waren. Zwischen diesen Schellen wurde das Versuchskabel vollständig mit Draht umwickelt, der von Hand aufgebracht und so gut als möglich angespannt wurde.

Diese Probekörper wurden dem Biegeversuch unterworfen und die Durchbiegungen gemessen. Die Belastung wurde in kleinen Stufen aufgebracht und öfters unterbrochen, bezw. wieder entfernt, um die Anteile der elastischen und bleibenden Formänderungen zu bestimmen. Die gemessenen Durchbiegungen wurden verglichen mit den gerechneten Werten für einen Balken von zusammenhängendem Querschnitt gleicher Größe und mit denselben Hohlräumen wie der Drahtkabelquerschnitt.

Wie zu erwarten war, verhielten sich diese Probekörper nur für die geringeren Anfangsbelastungen so steif wie ein Balken, während mit zunehmender Belastung die Durchbiegungen viel schneller zunahmen als die gerechneten Durchbiegungen des Balkens. Die Unsicherheit, die in der unbekannten Spannung der von Hand aufgebrachten Umwicklung sowie in dem ebenfalls unbekannten Wirkungsgrade der Kabelschellen liegt, machte die Versuchsergebnisse ziemlich unbrauchbar. Was nützt es z. B. zu wissen, daß unter der Last von 9000 lbs. = 4080 kg die Durchbiegung 45 mal so groß war als die eines entsprechenden Balkens mit gleichem aber zusammenhängendem Querschnitt? Es wurden zwar die Probekörper noch abgeändert, nämlich straffer umwickelt und dafür die Schellen gelockert, trotzdem scheinen uns die Zahlenergebnisse wenig Wert zu haben. Keinesfalls gestatten sie, irgendwelche sicheren Schlüsse auf die Größe der Nebenspannungen im fertigen Brückenkabel zu ziehen. Die Nebenspannungen erreichen bekanntlich Größtwerte in der Nähe der Pylonensättel, wo ja die Drähte so stark aufeinandergepreßt werden, daß von ihrem Gleiten innerhalb des Kabels keine Rede mehr sein kann.

i) Reibungswiderstand der Kabelschellen.

Gemäß Abb. 27 wurde der Versuch an einem Kabelstück in natürlicher Größe des Durchmessers, nämlich $30'' = 762$ mm ausgeführt. Eine Kabelschelle wurde mittels Schraubenbolzen aus hochwertigem Stahl aufgeschraubt, genau wie im fertigen Brückenkabel vorgesehen. Mittels eines übergestülpten Gußstahlringes wurde die Druckkraft der Prüfungsmaschine auf die Schelle übertragen und stufenweise so lange gesteigert, bis ein Gleiten der Schelle eintrat. Dies geschah bei 190 000 lbs. = 86 200 kg, was etwa 60 % der angewandten Spannkraft aller Schraubenbolzen zusammen entspricht. Diese ungewöhnlich hoch erscheinende Reibungszahl erklärt sich aus zwei Gründen:

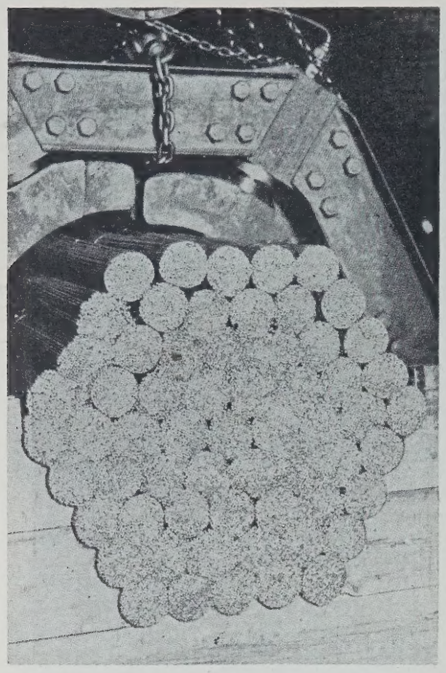


Abb. 28. Kabel in Sechseckquerschnitt vor dem Zusammenpressen.

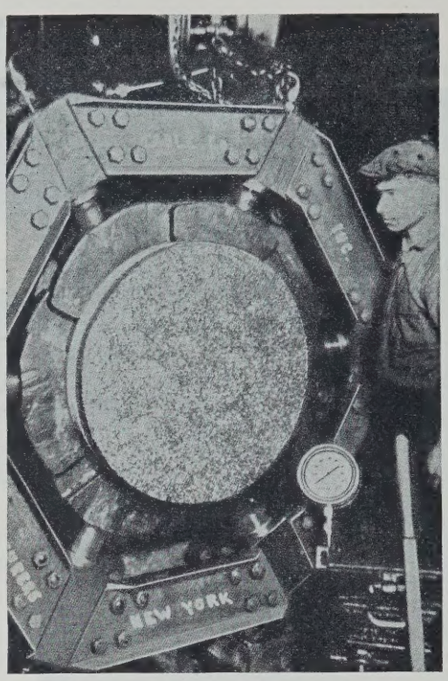


Abb. 29. Kabel in Kreisquerschnitt nach dem Zusammenpressen.

1. Jede Bolzenkraft wirkt auf beide Schalen der Schelle, also auf zwei reibungerzeugende Flächen. Daher entsprechen die obigen 60 % eigentlich einer Reibungszahl von 0,3.
2. Die Kabelschelle preßt das Kabel etwas zusammen, so daß das Kabel zu beiden Seiten der Schelle etwas dicker ist als unter der Schelle selbst. Daher tritt einer Verschiebung der letzteren außer der Reibung auch noch eine Art Keilwirkung entgegen.

Es wurden übrigens außer diesen Versuchen in natürlicher Größe auch noch folgende Vorversuche angestellt: Die oben unter h) beschriebenen Probekörper von 9,4" Durchmesser wurden ebenfalls mit entsprechenden Gußstahlschellen versehen, und es wurde die Kraft gemessen, die nötig war, um diese Schellen zu verschieben. Es ergab sich ebenfalls ein Gleitwiderstand von reichlich 60 % der die Schelle zusammenhaltenden Kraft. Ferner wurden Versuche im kleinen angestellt, bei denen ein Stahlstück von 1" Länge unter bestimmtem Druck auf einen verzinkten Draht gepreßt und zum Gleiten gebracht wurde. Die Oberfläche des Stahlstückes wurde in verschiedenen Rauhigkeitsgraden angewandt, und man fand als Reibungszahl 0,25 bei derjenigen Oberflächenbearbeitung, die auch bei den Schellen der fertigen Brücke angewandt wurde. Für die Bemessung der letzteren ist übrigens nur mit 0,15 als Reibungszahl gerechnet worden.

k) Form und Durchmesser des zusammengepreßten Kabelquerschnittes.

Der eigentliche Grund für die Herstellung des Kabelprobekörpers von einigen Fuß Länge und von dem vollen Durchmesser wie in der fertigen Brücke gemäß Abb. 28 und 29 war die Frage nach der Gestalt und dem genauen Durchmesser des fertigen, zusammengepreßten Kabels. Die Kenntnis dieser Dinge war unbedingt erforderlich, um die Innenfläche der Kabelschellen im voraus auf den genauen Durchmesser bearbeiten zu können. Die Herstellung des Probekörpers geschah in gebündelten Strängen, die in Sechseckform zusammengelegt wurden, genau wie es auf der Baustelle geschehen sollte. Mittels der in Abb. 28 zu erkennenden Maschine wurde das Kabel auf zylindrische Form gebracht. Jede der sechs über den Umfang verteilten Druckwasserpressen übte 30 t Druck aus, wodurch die Drähte in sehr satte Berührung miteinander kamen. Der endgültige Durchmesser wurde gemessen zu 29 und 15/16", in sehr guter Übereinstimmung mit dem auf Berechnung beruhenden, erwarteten Werte von 30".

VI. Zusammenfassung und Schlußwort.

Jeder Brückenbauer, besonders aber jeder Freund der Hängebrücken, wird in der oben beschriebenen Delaware-Brücke eine hervorragende Meisterleistung unserer amerikanischen Fachgenossen erblicken und die bedeutenden Fortschritte gegenüber den früheren Bauwerken ähnlicher Art neidlos anerkennen. Diese Fortschritte beruhen u. E. zunächst in der gewaltigen Steigerung des Kabelquerschnittes und in der außerordentlich raschen, vollkommen sicher und programmäßig ausgeführten Montage dieser aus je 18666 Einzeldrähten bestehenden Kabel. Die Entwicklungstendenz der Hängebrücken, wie überhaupt des Großbrückenbaues im allgemeinen, ging und geht offenbar dahin, immer größere kompakte Querschnittseinheiten der Haupttragorgane auszuführen.

Von diesem Gesichtspunkte aus betrachtet bedeutet es ein Zurückfallen auf eine überholte Stufe, wenn z. B. neuerdings beim Wettbewerb für die Rheinbrücke Köln-Mülheim Kabelquerschnitte von ähnlicher Flächengröße wie bei der Delaware-Brücke, aber in völlig aufgelöster Form vorgeschlagen wurden.

Sodann erblicken wir den Fortschritt in der erfolgreichen Durchführung der oben unter V. beschriebenen wertvollen Versuche in großem Maßstabe. Wenn auch noch nicht alle mit dem Hängebrückenbau zusammenhängenden Fragen restlos geklärt sind, so bilden doch diese Versuche eine wesentliche Bereicherung unseres Wissens auf diesem Gebiete. Als Fragen, die noch offen sind, betrachten wir 1. diejenige nach den Nebenspannungen im Kabel, und 2. diejenige nach der sogen. genaueren Theorie der Berechnung oder „Deflection-Theorie" der Hängebrücken.

Endlich halten wir das Bauwerk auch in ästhetischer Hinsicht für in hohem Maße gelungen und befriedigend. Wir stellen vor allem nochmals fest, daß der Versteifungsträger als Fachwerkträger ausgeführt ist und keineswegs unschön wirkt, wie uns alle Augenzeugen bestätigen, die die Brücke in der Wirklichkeit und nicht nur auf dem Papier gesehen haben. Leider ist ja heute in Deutschland eine Moderichtung vorherrschend, die den Fachwerkträger als Versteifungsträger der Hängebrücke ablehnt und den vollwandigen Blechträger unter allen Umständen bevorzugt auch dort, wo er zu ganz unsinnigen Abmessungen und zur Unwirtschaftlichkeit zwingt. So kommt es, daß mit mir wohl mancher deutsche Brückenbauer nicht anders als mit einem gewissen Gefühl der Wehmut auf die Leistungen der Amerikaner blicken kann. Sie haben eben nicht nur die weit größeren Aufgaben und Hilfsmittel vor uns voraus, sondern sie haben auch mit weniger Widerständen zu kämpfen.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Frage der Eisabführung an Wehren.[1])

Von Regierungsbaumeister a. D. **W. Lutz**, Stuttgart.

In den Ausführungen von Oberbaurat Geisse zu dem von Dr.-Ing. Ottmann erstmals behandelten Gegenstande sind hauptsächlich Walzen- und Segmentwehre betrachtet und ist das Schützenwehr als Großwehr nur kurz gestreift. Bei diesem liegen jedoch hinsichtlich der besonderen Regelvorrichtungen, ohne die künftig zur Feinregelung des Staues und zum Abführen von Geschwemmsel, kleineren Hochwassern und Eis bewegliche Wehre nicht mehr gebaut werden sollten, die Verhältnisse ähnlich und lassen bei genauer Untersuchung und auf Grund von Erfahrungen eine klare Stellungnahme zu.

Wie aus den Veröffentlichungen hervorgeht, dienen als solche besonderen Regelvorrichtungen an Schützenwehren das wagerecht geteilte Doppelschütz und die Eisklappe. Ersteres ist als M.A.N.-Patent-Doppelschütz bekannt, bei dem die obere, erheblich kleinere Schütztafel hinter der nach oben auskragenden Stauwand des Unterschützes abgesenkt wird. Die Eisklappe wird wie am Rheinwehr Augst-Wyhlen ausgeführt oder in der verbesserten Form mit torsionsfester, durchgehender Welle und mit vom Hauptantriebe betätigtem Antriebe, wie sie die Firma Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen, baut.

Beide Vorrichtungen sind in frostfreien Zeiten wohl gleich betriebsicher, jedoch nicht, wenn es sich darum handelt, Eis durch Absenken der Wehrkrone über den Wehrkörper hinweg abschwimmen zu lassen, da die infolge von Vereisung auftretenden zusätzlichen Bewegungswiderstände eine Absenkung bei dem Doppelschütz unmöglich machen können. Es treten nämlich nicht nur Vereisungen an den Seitendichtungen und an der wagerechten Dichtungsfuge auf, sondern es bildet sich auch auf der ganzen oberwasserseitigen Stauwand des Schützes eine zusammenhängende, je

[1]) Vergl. die gleichnamigen Aufsätze in der „Bautechnik" von Ottmann, Geisse und Kulka, 1925, Heft 18, S. 237 und 1926, Heft 5, S. 60; Heft 21, S. 304; Heft 55, S. 835.

nach Stärke und Dauer des Frostes mehr oder minder dicke Eisschicht, die im Gegensatz zu den durch Spritzwasser hervorgerufenen, auf der Unterwasserseite meist als Eiszapfen sichtbaren Hindernissen künstlich kaum entfernt und sehr hinderlich werden kann.

Bei der Klappe, die sich um eine Achse und in Richtung des Wasserdruckes dreht, setzt sich dem Umlegen infolge der letztgenannten Art von Vereisung bei rechtzeitigem Eingreifen nur geringer Widerstand entgegen; das Umlegen der Klappe wird zudem durch den auf sie wirkenden Wasser- und Eisdruck gefördert, und gegebenenfalls kann durch den Antrieb noch eine Zusatzkraft übertragen werden. Anders dagegen bei dem versenkbaren Doppelschütz. Hier wird durch die Bewegung des Oberschützes senkrecht zum Wasser- und Eisdruck an und für sich schon vermehrte Reibung hervorgerufen, dazu kommt noch, daß die auf der Tafel haftende Eisschicht beim Absenken entlang der ganzen Höhe des Oberschützes abgeschert werden müßte, und zwar schon, wenn die Eisschicht nur wenige Millimeter stark ist. Eine solche bildet sich aber mit dem Einsetzen von Frost sehr rasch, weil die eisernen Schütztafeln als gute Wärmeleiter den anliegenden, fast ruhenden Wasserschichten sofort die Lufttemperatur mitteilen und ihr Gefrieren ähnlich wie an einem freien Seespiegel ermöglichen. Die Erfahrung zeigt, daß die zur Verfügung stehende Kraft, d. i. das Eigengewicht des Schützes, nicht ausreicht, um die Eisschichten abzuscheren bezw. deren Adhäsion an der eisernen Tafel zu überwinden, so daß die Bewegbarkeit des Oberschützes lahmgelegt ist. Es muß dann entweder abgewartet werden, bis sich das Eis geraume Zeit nach Eintritt von Tauwetter von selbst von der Tafel abgelöst hat, oder es muß mit dem zum einfachen Schütz gewordenen Doppelschütz geregelt werden. Daraus geht hervor, und dies lehrt auch ein sachgemäßer und gut geführter Betrieb, daß man, wie schon Dr.-Ing. Ottmann betont hat, bereits während der Eisbildung einzugreifen hat und nicht etwa abwarten darf, bis alles zusammengefroren ist, sich das Eis im Oberwasser ineinandergeschoben und aufgetürmt hat und im Gefahrfalle — insbesondere beim Einsetzen von Tauwetter, Schneeschmelze und Hochwasser — unter Außerachtlassung aller Vorsicht und Nichtachtung der Bedürfnisse der Kraftnutzung, der Schiffahrt und Fischerei sowie unter Gefährdung der Gesamtanlage die Verschlüsse gewaltsam entfernt werden müssen. Bei der Eisabführung hängt außer von erprobten und im Ernstfalle nie versagenden Verschlußeinrichtungen viel von dem Verständnis des Betriebsleiters für die Verhältnisse seiner Anlage ab.

Als Beispiel für das mehrfach nachweisbare Versagen des Versenkschützes eines M. A. N.-Doppelschützes diene ein Vorkommnis an dem neuen Neckarwehr des Elektrizitätswerkes Stuttgart-Untertürkheim, das aus 4 Rollschützen von je 17 m Lichtweite und insgesamt 4,5 m Höhe, wovon 1,25 m auf das Oberschütz entfallen, besteht. Die mittlere Tagestemperatur der Gegend betrug am 1. Dezember 1925 noch + 1,8 ° C, an den folgenden Tagen — 1,6, — 2,2, — 8,6, — 10,2, — 10,7, — 9,5, — 6,6 ° C, so daß sich im Staubereich des Wehrs eine etwa 10 cm starke Eisdecke gebildet hatte. Am 9. Dezember 1925 setzte plötzlich bei + 5,3 ° C mittlerer Tagestemperatur Tauwetter ein, und der infolge der Schneeschmelze rasch ansteigende Wasserspiegel brachte die bis dahin geschlossene Eisdecke zum Bersten. Es fand plötzlicher Eisaufbruch statt, und die zunehmende Wasserführung trieb die Eisschollen gegen das Wehr. Nun wurde am 12. Dezember 1925 mit allen Mitteln versucht, die Oberschützen zu senken; dies gelang aber zu dieser Zeit noch nicht, und man mußte wegen Hochwassergefahr und um gefährlichen Eisdruck zu verhüten, das Eis durch Heben der Doppelschützen unten abziehen lassen, was außer Sohlenangriffen und Wasserverlust eine schwere Schädigung des Fischbestandes zur Folge hatte. Wie gefährlich Eisdrücke durch das abgehende Oberflächeneis für ein bewegliches Wehr werden können, hatte sich gezeigt, als bei einem solchen Eisgang im Winter 1917/1918 das frühere, aus Holzgleitschützen und Losständern bestehende Wehr derselben Wasserkraftanlage eingedrückt wurde.

Da nach dem Gesagten derartige Störungen bei Anordnung einer Eisklappe nicht zu befürchten sind, wird Dr.-Ing. Ottmann zuzustimmen sein, daß die Klappe als Regelvorrichtung künftig eine vorherrschende Stellung einnehmen wird, jedoch nicht nur auf Segmentwehren, sondern auch auf Schützenwehren.

Um noch kurz auf die Frage einzugehen, ob die Eisabführung besser durch Versenken des ganzen Verschlußkörpers oder durch Abschwimmenlassen mittels besonderer Regelvorrichtung geschieht, so hat m. E. hierbei Oberbaurat Geisse das Maß der Absenkbarkeit der Wehrkrone wohl nicht genügend beachtet. Soll nämlich auf die Eisbildung und auf die Eisabführung ausreichend eingewirkt werden, so muß die Absenkbarkeit möglichst groß gewählt werden, namentlich dann, wenn nur ein Teil aller Öffnungen oder gar nur eine Öffnung absenkbar ist. Nun beträgt die übliche Absenkbarkeit von Walzen etwa 0,5 m, bei der Anlage Viereth a. M. mit 6 m Verschlußhöhe 1,10 m. Dies genügt zur Feinregelung des Staues, auch für die Abfuhr von Geschwemmsel und Unreinigkeiten, aber kaum, um die Eisbildung und Eisabfuhr entscheidend beeinflussen oder kleinere Hochwasser ohne Anheben des Wehrkörpers abführen zu können. — Die Klappe gestattet Absenkungen der Wehrkrone, die nahezu ein Drittel der Höhe des Verschlußkörpers betragen, das ist bei einer Verschlußkörperhöhe von 4,5 m rd. 1,5 m und bei einer solchen von 6 m rd. 2 m Absenkung, womit alle Forderungen hinsichtlich Feinregelung, Hochwasser- und Eisabfuhr erfüllt werden können. Dabei ist die Klappe konstruktiv einfach und betriebsicher. — Bei einem Versenkwehr über offener Wehrgrube birgt die Vertiefung der Flußsohle, d. h. ein Raum zwischen Überfallstrahl und Schwelle bezw. unmittelbar unter dem durchschießenden Wasser, wo sich Unterdrücke einstellen, die Gefahr der Verlegung durch mittels Einspülstromes nicht zu beseitigendes Geschiebe, Geröll und Eis in sich und hat deshalb wohl ihre Grenze bei den obengenannten Maßen. Auch wird ein solches Wehr sich schlecht absenken lassen, wenn das Unterwasser vollständig eingefroren ist. Dieser Nachteil der möglichen Verlagerung kommt noch zu der empfindlichen Sohlendichtung in der Vertiefung und zu der an sich schon schwierigen Sohlenausbildung, die allen Abflußvorgängen zu genügen hat. Dem Vorschlag von Oberbaurat Geisse, eine Klappe nur dann anzuordnen, wenn die Versenkungsmöglichkeit des beweglichen Wehrkörpers ausgeschlossen ist, ist daher m. E. nicht zuzustimmen. Anders liegt der Fall, wenn an Stelle des teilweise in einer gegen das Unterwasser offenen Wehrgrube versenkbaren Staukörpers der vollkommen versenkbare Staukörper tritt, dem auch Prof. Kulka volle Zweckerfüllung beimißt, da hierbei die Dichtung stets gewahrt bleibt und der Hohlraum unter dem Wehrkörper geschlossen und zugänglich ist, Eine derartige Ausführung ist das seit über 15 Jahren im Betriebe befindliche, von der M. A. N. gebaute Sektorwehr in Bremen von 2 × 54 m Länge und, 4,6 m Stauhöhe, das sich auch bei Frost und Eisgängen gut bewährt hat, sowie ein von der Fa. Fried. Krupp-Grusonwerk A.-G., Magdeburg-Buckau, neuerdings als Versenkschütz konstruiertes Wehr von 21 m Länge und 3,5 m Stauhöhe bei Sulz am oberen Neckar[2]), das zur Staubeseitigung ebenfalls vollständig in die Sohle versenkt werden kann. Diese Art der Ausführung ist allerdings der hohen Kosten wegen auf besondere Fälle beschränkt.

[2]) Vergl. Mitteilungen 1926 des Württ.-Hohenz. Wasserwirtschaftsverbandes, Stuttgart.

Alle Rechte vorbehalten.

Die zulässigen Spannungen massiver Bogen.

In seinem Aufsatze „Zum Einsturz des Betonbogens in Flensburg“ in „Beton u. Eisen“ 1925, S. 188 hat v. Emperger bereits diese Frage angeschnitten. Er war dort zu dem Ergebnis gekommen, daß die Knickbedingungen der Verminderung der Scheitelstärke eine Grenze setzen müßten, und daß diese Grenze bei manchen Ausführungen bereits überschritten sei. Im Anschluß an seine Forderung, daß die amtlichen Eisenbeton-Bestimmungen in dieser Richtung zu ergänzen seien, soll im folgenden gezeigt werden, daß die Deutschen Bestimmungen 1925, sinngemäß angewandt, eindeutige und genaue Richtlinien für die Bemessung der Bogen mit Hinsicht auf die Knickgefahr liefern, und damit auch die zulässigen Spannungen festlegen.

Jeder Bogen unterliegt in seiner Ebene einer Knickgefahr, die am zweckmäßigsten gekennzeichnet wird durch Angabe der Länge l_k eines Vergleichstabes gleichen Querschnitts, der bei gelenkiger Lagerung dieselbe Knickkraft aushält. Die Formeln für diese Knicklängen sind in Übereinstimmung mit Versuchen in den Werken über die Statik der Eisenkonstruktionen entwickelt[1]) und ihre Anwendung im Eisenbau ist allgemein üblich. Die Knicklängen flacher Bogen sind:

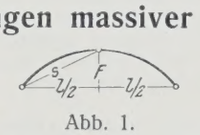


Abb. 1.

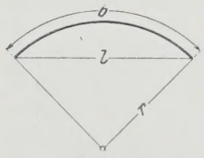


Abb. 2.

Dreigelenkbogen (Abb. 1): $l_k = 1{,}28\,[1 + 7\,(f/s)^2]\,s$,

Zweigelenkbogen (Abb. 2): $l_k = \sqrt{\dfrac{1}{\dfrac{4}{b^2} - \dfrac{1}{\pi^2 r^2}}}$,

Eingespannter Bogen: $l_k = \sqrt{\dfrac{1}{\dfrac{9}{b^2} - \dfrac{1}{\pi^2 r^2}}}$.

Im Grenzfall ergibt sich für sehr flache Bogen in derselben Reihenfolge $l_k = 0{,}64\,l$, $0{,}50\,l$, $0{,}33\,l$, wo l die Spannweite des Bogens.

Damit ist das Problem zurückgeführt auf die Knickung gerader Stäbe, unter Biegung mit Achsialdruck. Die Summe aller Theorie und Erfahrung hierüber ist jedoch niedergelegt in den Vorschriften über die Säulen in den amtlichen Bestimmungen, die demnach für diesen besonderen Fall auszulegen sind.

Der Hauptinhalt der Säulenvorschriften ist, daß die Normalkraft mit dem Werte ω multipliziert einzuführen ist, um der Knickgefahr Rechnung zu tragen. Dieser Wert ω ist abhängig von dem Verhältnis h/d der

[1]) Siehe Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, ferner R. Mayer, Die Knickfestigkeit.

Säulenhöhe h zur kleinsten Dicke d des Querschnitts. Um auch anderen Querschnitten als rechteckigen Rechnung zu tragen, drücken wir d durch den Trägheitshalbmesser i aus; bei rechteckigem Querschnitt ist $d = i\sqrt{12}$, also $\frac{h}{d} = \frac{h}{i\sqrt{12}}$, und wenn man h/d mit λ (Schlankheitsgrad) bezeichnet, so entspricht dem Verhältnis h/d die Größe $\frac{\lambda}{\sqrt{12}}$ für beliebige Querschnitte.

Bei Eisenbeton beginnt die Knickgefahr bei einem Verhältnis $h/d = 15$ oder $\lambda = 52$ mit einem Wert $\omega = 1$, und schlankere Stützen als mit $h/d = 25$ oder $\lambda = 86{,}70$ mit $\omega = 1{,}75$ sind in den Bestimmungen nicht vorgesehen, und demnach, wie auch Gehler in den „Erläuterungen", S. 170 angibt, wohl nicht zulässig. Führt man die Knicklänge der Gewölbe (wie oben angegeben) in diese Bestimmungen ein, so erhält man bei massiven Gewölben (mit geringer Berechnung) für die Fugenstärke, bei der die Knickgefahr zu berücksichtigen ist:

	Dreigelenkbogen	Zweigelenkbogen	Eingespannter Bogen
Knicklänge $l_k =$	0,64 l	0,50 l	0,33 l
Knickgefahr bei einer Fugenstärke von	1/23,5 l	1/30 l	1/45,5 l
Geringste zulässige Fugenstärke mit $\omega = 1{,}75$ . . .	1/39,1 l	1/50 l	1/76 l.

Bei hohlen Querschnitten oder solchen von gespreizter Form mit erheblicher Bewehrung (3 %) ergibt sich der Trägheitshalbmesser bis zu $i = 0{,}415\,d$, wo d die Dicke des Querschnitts, und man erhält:

Knickgefahr bei einer Fugenstärke von	1/35,8 l	1/43,3 l	1/64,8 l
Geringste zulässige Fugenstärke mit $\omega = 1{,}75$ . . .	1/56,3 l	1/72 l	1/108 l.

Im allgemeinen wird es genügen, wenn die für das Ausknicken maßgebende Fuge diese Stärke hat, bezw. wenn man den ganzen Bogen mit dem ω dieser Fuge bemißt, doch sei hervorgehoben, daß die Knickkraft eines Stabes, dessen Trägheitsmoment (nicht dessen Höhe) nach einer Parabel nach den Enden zu abnimmt, nur $\frac{8EJ}{l^2}$ ist, an Stelle von $\frac{\pi^2 EJ}{l^2}$.

Ein günstiger Einfluß liegt in der Mitwirkung der Fahrbahn. Geht diese ununterbrochen durch und ist sie etwa durch Stützen mit dem Bogen verbunden, so kann ihr Trägheitsmoment um ihre eigene Achse additiv zu dem des Bogens hinzugefügt werden, wodurch dessen Trägheitshalbmesser vergrößert und seine Schlankheit verringert wird. Das Trägheitsmoment des gesamten Querschnitts zwischen Bogen und Fahrbahn darf natürlich nur dann in Rechnung gestellt werden, wenn die Verbindung zwischen beiden auch die entsprechenden Scherkräfte aufnehmen kann. Bei Bogen mit kräftigen Stirnmauern und Auffüllung dürfte die Knickfrage keine Rolle spielen.

Aus dem oben Dargelegten sieht man, daß der eingespannte Bogen wesentlich kleinere Knicklängen hat als die beiden anderen Bogen; sein ω ist daher geringer und die Knickzuschläge sind kleiner (etwa die Hälfte), so daß ihm auf diesem Wege wieder etwas gegeben wird, was ihm durch Inrechnungstellung der Temperaturspannungen gegenüber dem Dreigelenkbogen genommen wurde; dies entspricht durchaus dem gesunden statischen Empfinden.

Bei Melan-Gewölben mit Vorspannung muß der Querschnitt natürlich für die ganze Normalkraft knicksicher sein, d. h. die Betonspannung, die sich aus der ω-fachen Gesamtnormalkraft abzüglich der Vorspannung errechnet, muß unter der zulässigen Beanspruchung bleiben.

$$\sigma_b = \frac{\omega N - N_o}{F_i} \pm \frac{M}{W_i},$$

wo N = Gesamtnormalkraft, N_o = Normalkraft der Vorspannung, M = Biegungsmoment, F_i und W_i = ideelle Fläche bezw. Widerstandsmoment.

Eine weitere Frage ist die des Prozentsatzes der Eiseneinlagen. Für Säulen ist ein Mindestsatz von 0,5 bezw. 0,8 % vorgeschrieben, damit die Eisenbetonbestimmungen Anwendung finden können; es ist kein Grund vorhanden, von dieser Forderung bei Gewölben Abstand zu nehmen, ebensowenig wie von den Vorschriften bezüglich der Bügel. Der Höchstbetrag einer losen Bewehrung ist für Säulen mit 3 % festgesetzt; auch diese Bestimmung erscheint für Gewölbe gerechtfertigt; größere Prozentsätze sollten mit steifer Bewehrung ausgeführt werden und mit solchen Gitterversteifungen, daß der bedeutende Beitrag der Eisen zum Trägheitsmoment in diesem Falle auch tatsächlich vorhanden ist.

Von nicht geringerem Interesse ist es, die Auswirkung der Bestimmungen für Stampfbeton zu betrachten, worunter auch Säulen bezw. Gewölbe mit weniger als 0,5 % ($h/d = 5$) und 0,8 % ($h/d = 10$) Bewehrung fallen. Hier ist vorgeschrieben für ein h/d (d. h. sinngemäß $\lambda/\sqrt{12}$) = 1, 5, 10, je ein Wert $\omega = 1$, 2, 4 mit einem Größtwerte der normalen zulässigen Spannung von 50 kg/cm². Man hat daher, wenn eine Mitwirkung der Fahrbahn oder Stirnmauern nicht vorhanden ist, unter Verwendung der oben angegebenen Knicklängen:

für	Dreigelenkbogen	Zweigelenkbogen	Eingespannte Bogen
eine kleinste Fugenstärke von	1/16,5 l	1/20 l	1/30 l

mit einer zulässigen Beanspruchung von 12,5 kg/cm².

Wie v. Emperger zeigt, ist man in manchen Fällen schon darüber hinausgegangen; allerdings ermittelt er das Schlankheitsverhältnis aus der Scheitelfuge, während die Knickfuge maßgebend ist, die etwa mit der jeweiligen sogenannten Bruchfuge zusammenfällt. Trotzdem gehen einige Brücken noch über die angegebenen Schlankheiten hinaus. Die obigen Forderungen erscheinen auch, weniger hinsichtlich der Fugenstärke als der zulässigen Beanspruchung, sehr streng. Jedoch ist schwer einzusehen, welche Gründe für eine wesentliche Besserstellung des Gewölbes gegenüber dem Stampfbetonpfeiler sprechen sollten. Die Knicklängen der Gewölbe sind durch Versuche bestätigt, und auch der Eisenbau behandelt Stützen und Gewölbe nach gleichen Grundsätzen. Man könnte vielleicht für Gewölbe den Sicherheitsgrad anders festsetzen, aber eine grundsätzliche Festsetzung der zulässigen Spannungen auf Grund der Knickgefahr ist notwendig, schon aus Gründen der gleichmäßigen Sicherheit und gerechten Beurteilung der verschiedenen Systeme von Bogenträgern.

Dr.-Ing. Hch. Leitz.

Vermischtes.

Technische Hochschule Berlin. Als ordentl. Professor ist berufen worden der Oberingenieur der Siemens-Bauunion Dr. rer. pol. Georg Garbotz zu Berlin.

Straßenbautagung Leipzig 1927 vom 31. August bis 2. September. Während der Herbstbaumesse veranstalten das Leipziger Meßamt und der Straßenbau-Verein Leipzig eine Straßenbautagung unter der wissenschaftlichen Leitung von Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. Brix und Ministerialrat Dr.-Ing. Speck. Am 31. August werden von 9½ Uhr ab im Festsaale des Neuen Rathauses Fachvorträge von Oberbergrat Prof. Dr. Steuer, Darmstadt, Prof. Höpfner, Danzig, Prof. Spangenberg, Kommerzienrat Dr.-Ing. ehr. A. Deidesheimer und Direktor E. Lauber gehalten. Am 2. u. 3. Tage finden Besichtigungen der Baumesse und von Straßen statt, u. a. der Versuchsstrecke auf der Provinzialstraße Leipzig—Merseburg.

Ein Haus der Technik in Essen. Schon im Jahre 1912 ist in Essen in wissenschaftlicher Form die Grundlage der modernen Fortbildungsbestrebungen des höheren Technikers niedergelegt worden. Diese Bestrebungen zielen dahin, dem in der Praxis stehenden höheren Techniker in Vorträgen und Arbeitsgemeinschaften den Zusammenhang mit der wissenschaftlichen Forschung zu bieten, ihm Anregungen aus den verschiedenen Industrie- und Gewerbezweigen zu geben, um seine Schaffenskraft zu erproben, Verbesserungen zu ersinnen und damit den einzelnen Betriebs- und Gewerbezweigen neue Möglichkeiten zu erschließen. Die Stadt Essen und die technisch-wissenschaftlichen Vereine haben nunmehr beschlossen, ein „Haus der Technik", das diesen Zielen dient, in Essen zu errichten. Das Haus soll im Jahre 1928 gelegentlich der in Essen stattfindenden Hauptversammlung des Vereines deutscher Ingenieure eingeweiht werden. Alle Zweige der Technik, des Berg-, Hütten- und Maschinenwesens, der Gas- und Elektrotechnik, der chemischen Technik, der technischen Betriebswirtschaft und des Wirtschaftswesens, die physikalisch-mathematischen Wissenszweige usw. sollen zur Geltung kommen. Insbesondere soll auch dem Verkehrs- und Bauwesen Beachtung geschenkt werden, damit auch der Architekt, der Bauingenieur, der Siedlungsfachmann, der Bautechnologe und höhere Gewerbetreibende hier Gelegenheit zur Fortbildung und Berührung mit neueren Erkenntnissen seines engeren Fachgebietes findet. Das Institut will keine Hochschule sein, sondern nur in Ergänzung der Hoch- und Fachschulen die Anwendung neuer Wissensstoffe in der Wirklichkeit anregen und diese an Berufsangehörige der Technik vermitteln.

Der Dammrutsch bei Rühlow (Meckl.) ist Gegenstand eines Berichtes von Reichsbahnoberrat Wolgast, Schwerin (Meckl.), in der „Reichsbahn" 1927, Heft 17. Angesichts der Aufmerksamkeit, mit der man heute in Fachkreisen den Ursachen solcher Unfälle nachgeht, und der wachsenden Bedeutung rationeller Bodenforschung[1]) sei der Bericht nachstehend im Auszuge wiedergegeben:

Die eingleisige Bahnlinie von Neubrandenburg nach Strasburg (Uckerm.) überschreitet zwischen den Stationen Sponholz und Neetzka bei Rühlow auf zweigleisigem Unterbau ein etwa 70 m breites Moor, ein sogenanntes Soll, wie es in Norddeutschland von der Eiszeit her tausende gibt (Abb 1). Am 21. November 1926 wurde gegen Mittag auf dem Damm ein 2 bis 3 cm breiter, rd. 35 m langer Riß festgestellt. Nachdem Langsamfahrsignale aufgestellt waren, fuhren bis zum Dienstschluß gegen 11½ Uhr abends noch 8 Züge über den Damm, ohne daß weitere Änderungen am Bahnkörper beobachtet wurden. Wahrscheinlich zwischen 1 und 2 Uhr nachts, also etwa 12 Stunden nach der Beobachtung des Risses, ist dann die Rutschung vor sich gegangen; sie wurde jedoch erst kurz vor 6 Uhr morgens bemerkt. Das Betriebsgleis schwebte auf rd. 65 m in der Luft, und ein großer Teil des Bahndammes war etwa 6,5 m tief in das Moor versackt.

Wie Abb. 2 zeigt, hatte sich das neben dem Bahndamm im Moor

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 20, S. 294: Backofen u. Hoyer, Bautechnische Bodenuntersuchungen als Vorbedingung zum rationellen Bauen (Vortragsbericht).

stehende Strauchwerk nach dem Damm zu geneigt. Der Bock des am Damm verlaufenden Telegraphengestänges hatte sich schräg gestellt, weil die scharf angespannten Telegraphendrähte ihn oben in der alten Lage festhielten, und die Moordecke war unmittelbar am Bahnkörper — zum Teil auf 7 m Breite — 1 m tief nach unten gerissen und weiterab bis zu 1,4 m hoch angehoben. Es waren etwa 3800 m³ Boden verschwunden. Die Aufblähungen des Moores betrugen nur rd. die Hälfte, so daß die Rutschung das Moor erheblich entwässerte und verdichtete.

Der Bahndamm war vor 60 Jahren beim Bau der Bahn durch das Moor geschüttet, dessen Oberfläche heute Pferd und Wagen tragen kann. Zur Zeit des Bahnbaues soll sie noch weich gewesen sein, so daß der Boden mitsamt den Schüttgerüsten wiederholt im Moor verschwand. Die bei den Schüttungen entstandenen Moorauftreibungen sind nach Fertigstellung des Dammes durch Einebnung wieder beseitigt. Erst drei Jahre nach der Betriebseröffnung soll der Bahnköper über dem Moor einigermaßen zur Ruhe gekommen sein. Doch mußte das Gleis auf dem Damm bis zuletzt in jedem Frühling und Herbst nachgestopft werden. Risse wurden vor der jetzigen Rutschung nur zweimal beobachtet, zuerst im Jahre 1890, wo das Gleis gleichzeitig 15 cm wegsackte, und dann im Jahre 1923, wo sich die südliche Dammböschung um etwa 40 cm senkte. In beiden Fällen sind nach Wiederherstellung des Bahnkörpers weitere Schäden nicht eingetreten.

Um die Ursachen der Rutschung vom 22. November 1926 zu finden, wurden in dem Dammquerschnitt bei km 211,411 zahlreiche Bohrungen ausgeführt. Den nach den Bohrergebnissen gezeichneten Dammquerschnitt stellt Abb. 3 dar.

Der Schüttboden des Dammes besteht aus Lehm mit Sandzusatz, die Rutschfläche läßt sich mit Sicherheit nur in dem oberen Teil, der nach der Rutschung offen dalag, feststellen. Nach den Beobachtungen beim Vortreiben der Bohrlöcher, besonders bei Bohrloch 3, schien es, als ob in dem unteren Teil der Schicht Hohlräume vorhanden wären. Auffällig ist in dem Dammquerschnitt die starke Neigung der Moorsohle nach Süden zu.

Für die Rutschung sind noch zwei weitere Punkte von Belang. Zunächst ist das Gleis im Herbst 1926 mit Schotter versehen und dabei um 35 cm angestopft worden. Von dem bei der Gleisbeschotterung ausgebauten Altkies wurde eine erhebliche Menge in 0,5 m Höhe auf der südlichen Dammböschung abgelagert, so daß die Mehrbelastung des abgestürzten Dammteils etwa 5% des bisherigen Gewichtes ausmachte. Zweitens waren die Regenverhältnisse in den Herbstmonaten 1926 besonders ungünstig. Das Wasser in dem Sand unter dem Bahnkörper stand demnach unter außergewöhnlich hohem Druck.

Es ergeben sich somit folgende Ursachen der Rutschung:

1. die starke Neigung der Dammunterkante,
2. der moorige, schmierige Boden unter dem Damm, der von unten her stark unter Wasserdruck stand und eine gute Gleitfläche für das seitlich ausweichende Moor abgab,
3. die geringe Widerstandsfähigkeit gegen Druck der aus Moor und Holz bestehenden Schicht unter dem südlichen Dammfuß,
4. die durch die Anstopfung und Altkiesablagerung hervorgerufene Mehrbelastung des Dammes.

Diese Ursachen bewirkten einerseits eine Erhöhung des Dammdruckes auf das Moor, anderseits verringerten sich die dem Dammdruck widerstehenden Kräfte. Das unglückliche Zusammentreffen aller Wirkungen hatte die Rutschung zur Folge.

Eine befriedigende Aufklärung des Vorganges von der Rissebildung bis zur Rutschung geben diese Ausführungen jedoch nicht: Die Ursachen zu 1 bis 3 werden auch in den Jahren 1890 und 1923 vorgelegen haben, als sich größere Risse im Damm zeigten und doch keine größere Rutschung eintrat. Auch die unter 4 genannte Lagerung von Kies dürfte an und für sich die Rutschung nicht ausreichend begründen, weil sie schon am 20. Oktober stattfand und sie sich wahrscheinlich unmittelbar nach der Rissebildung und nicht erst 12 Stunden später ausgewirkt hätte, wo unter gewöhnlichen Umständen die den Damm stützende Reibung in der Rißfläche wieder größer geworden war. Warum hatte es nicht auch 1926 mit der Rissebildung sein Bewenden?

Wahrscheinlich stellt die wasserführende Sandschicht unter dem Moor nicht eine in sich abgeschlossene Ablagerung dar, sondern sie ist nach dem östlichen Moorrande zu in zwei Lagen gespalten. In mehreren Bohrlöchern, auch mitten im abgerutschten Teil des Dammes in Bohrloch 1, wurde nur eine dünne Sandlage mit starkem Wasserdruck festgestellt. Konnte nicht der beim Entstehen des Risses gebildete Hohlraum durch einen unglücklichen Zufall Anschluß an die Sandablagerung und damit an das unter Druck stehende Wasser erhalten, so daß unten stark genäßter Sand und weiter oben Wasser in die Rißfläche gelangt wäre? Der Lehm wäre unter dem Einfluß des Wassers in der Rißfläche aufgeweicht, und die Reibung in ihr wäre außerordentlich verringert. Gleichzeitig mit der Verringerung der Reibung erhöhte sich der Druck des südlichen Dammfußes auf das ihn gewissermaßen wie ein Widerlager stützende Moor und konnte nach Verlauf von 12 Stunden so groß werden, daß das Moor nachgab und der Damm nachstürzte.

Um die Erfahrungen aus der Rutschung zu verwerten, ist zunächst angeordnet, daß auf Böschungen von Bahndämmen in Mooren nur unter besonderen Umständen Boden abgelagert werden darf. Ferner werden

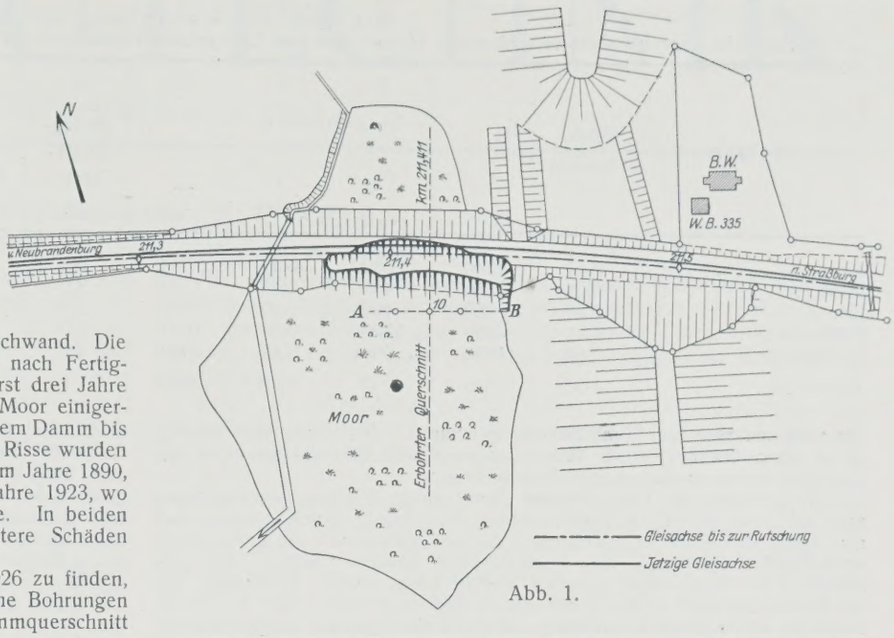


Abb. 1.

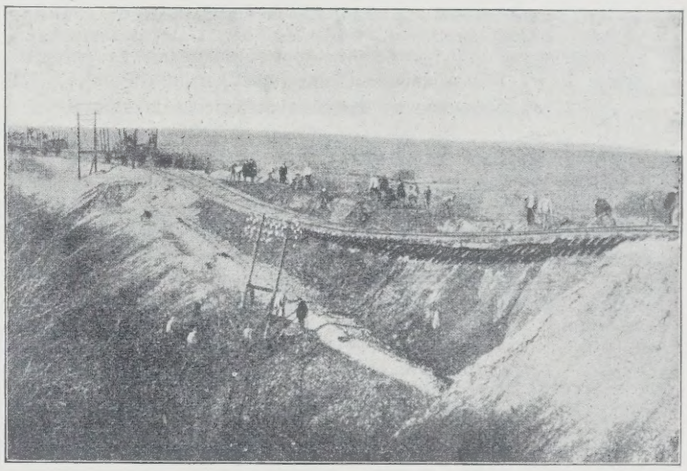


Abb. 2.

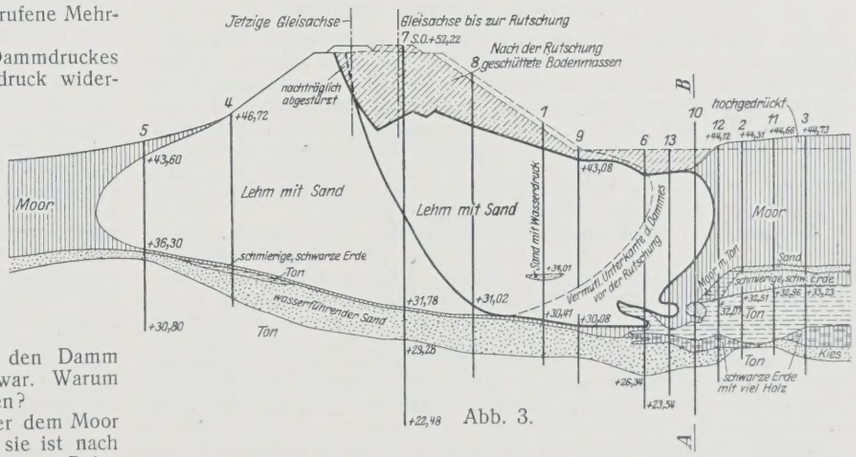


Abb. 3.

die durch Moore geschütteten Bahndämme, die noch nicht ganz zur Ruhe gekommen und bei denen Risse aufgetreten sind, näher untersucht werden.

Veredlung des Holzes (Lignostone). In der Z. d. V. d. I. 1927, Heft 28, findet sich ein Aufsatz von L. M. Cohn-Wegner über Begriffsbestimmung, Aufbau und Festigkeitswerte des Sperrholzes, aus dem einiges über die Veredlung des Holzes vor der Verleimung und das alsdann unter dem Namen Lignostone in den Handel kommende Holzerzeugnis wiedergegeben sei.

Durch das auf Grund jahrelanger Versuche ausgearbeitete Verfahren ist es gelungen, die Festigkeitseigenschaften des Holzes außerordentlich zu steigern und dabei möglichst gleichmäßige Furniere zu erzielen. Lignostone wird, vorzugsweise aus deutscher Buche, durch Tränkung bei bestimmter Temperatur und unter gleichmäßiger, allseitiger Zusammen-

Einfluß der Veredlung auf das Holz.
Mechanische Eigenschaften verschiedener Hölzer und von Lignostone (Versuche unter 10 % Feuchtigkeit, berechnet auf die Trockensubstanz).

Holzart	Spez. Gewicht	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		Biegeproben				Schlag-biege-probe	σ_B achsial	Härte			Spaltfestigkeit	
		σ_B kg/cm²	σ_E kg/cm²	$\frac{\sigma_E}{\sigma_B}$	E t/cm²	mkg	kg/cm²	nach Janka	nach Ago	nach Brinell	radial	tangential
Rotbuche	0,67	1300	610	0,47	134,0	2,8	610	—	—	—	45	26
Birke	0,69	1180	400	0,34	129,5	3,0	570	660	30	—	43	32
Erle	0,54	950	400	0,42	97,4	2,1	420	550	25	—	27	18
Pockholz	1,21	2090	1380	0,61	160,0	4,6	1080	2400	104	—	55	47
Teakholz	0,68	1090	660	0,61	124,2	1,7	530	570	26	—	31	18
Lignostone	1,35	2610	1260	0,48	242,8	7,1	—	—	150	27	106	92

pressung senkrecht zur Wuchsrichtung gewonnen. Die Zusammenpressung ist so stark, daß bei einigen Arten das spezifische Gewicht auf etwa das Doppelte seines ursprünglichen Wertes steigt.

Die vorstehende Tafel beweist durch einige Festigkeitszahlen, was man mit einer derartigen Vorbehandlung des Holzes erreichen kann, und man sieht, daß Werte erzielt werden, die weit über denen der wertvollsten ausländischen Harthölzer wie Pockholz und Teakholz liegen. Die Bearbeitung des Lignostones erfordert freilich etwas andere Werkzeuge, als sie bei unbehandeltem Holz gebräuchlich sind, doch läßt es sich wie dieses messern, zu Furnieren verarbeiten und ergibt ein Sperrholz, das mindestens die in der Zusammenstellung angegebenen Fertigkeitswerte erreicht.

Diese Zahlen sind den Berichten der Untersuchungsstelle der N. V. Maatschappij „Ago“ in der Ter-Apel entnommen. Es bedeutet

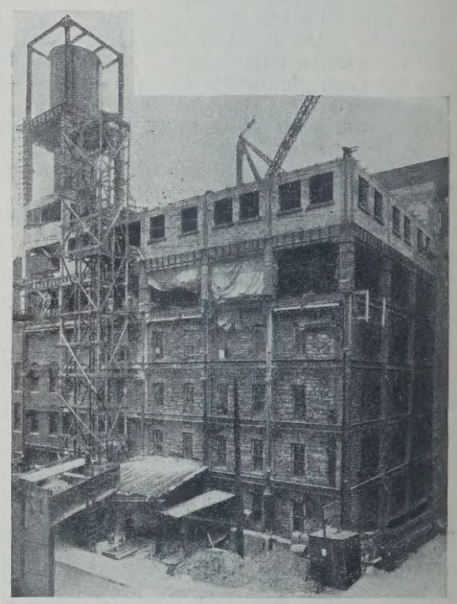
Spalte 1 σ_B Bruchspannung (Zugfestigkeit) in kg/cm²,
„ 2 σ_E Spannung an der Elastizitätsgrenze in kg/cm²,
„ 3 $\frac{\sigma_B}{\sigma_D}$ Wert der Biegsamkeit,
„ 4 E Elastizitätsmodul in t/cm²,
„ 5 Dynamische Arbeit bei der Schlagbiegeprobe in mkg beim Bruch eines Stabes von 4 cm² Querschnitt und 24 cm Länge,
„ 6 σ_B Bruchspannung bei achsialer Druckbelastung in kg/cm²,
„ 7, 8, 9 Härte senkrecht zur Faserrichtung. Das Verfahren nach Brinell und auch das von Janka versagen hier bei den weicheren Hölzern. Die Maatschappij „Ago“ hat in Anlehnung an Janka ein eigenes Verfahren ausgebildet, bei dem statt einer Halbkugel ein Stahlzylinder von 2 mm Durchm. und 1 mm Höhe verwendet wird. Die Härtezahl nach Brinell verhält sich zu der nach „Ago“ wie 1 : 5,5 bis hinauf zu Brinellhärten von 100. Das Verhältnis von Janka zu Ago beträgt 1 : 22,
„ 10, 11 Spaltfestigkeit. Kraft in kg, die notwendig ist, um 4 cm² zu trennen (Verfahren Nördlinger).

Der schrittweise Abbruch und Neubau einer Fabrik ohne Betriebsstörung wird von C. F. Haglin in Eng. News-Rec. vom 7. Juli 1927 aus Minneapolis beschrieben, wo das aus Holz und Kalksteinmauerwerk bestehende fünfstöckige Gebäude einer Wollweberei Stockwerk für Stockwerk, und zwar vom Dach aus, durch einen Eisenfachwerkbau mit Betonummantelung, Backsteinwänden und Eisenbetondecken ersetzt worden ist. Der alte, 1864 auf einer Fläche von 17,37 × 38,10 m errichtete Bau hatte im Laufe der Jahre eine Reihe von Erweiterungen erfahren, deren letzte in dem Aufbau der beiden obersten Geschosse bestand.

Die genannte Ausführungsart wurde gewählt, weil man vor allem einen feuersicheren und allen Anforderungen des Webereibetriebes in bezug auf Stellung der Maschinen, Fehlen aller Erschütterungen, Luftzuführung und Trockenheit entsprechenden Neubau herzustellen hatte. Sie besaß den weiteren wichtigen Vorzug, daß man nur so von oben her mit dem Abbruch des alten und der Errichtung des neuen Baues beginnen, die Maschinen aus dem nächstunteren in das eben fertiggestellte obere Geschoß verbringen und so nahezu ohne Störung des Betriebes bauen konnte. Das war um so leichter, als der neue Bau sechs an Stelle der bisherigen fünf Stockwerke erhielt.

Da die alte Dachkonstruktion für die neue Belastung durch die Krane, Baumaschinen und Bauteile nicht stark genug gewesen wäre, wurde ein neues behelfsmäßiges Traggerüst errichtet, das von Außenwand zu Außenwand reichte und auf dem zwei Derricks mit 26 m langen Auslegern aufgestellt wurden. Sie dienten gleichzeitig für Abbruch- wie Neubauarbeiten und für die Versetzung der schweren Webstühle und Maschinen in das jeweils nächstobere Stockwerk.

Während man diese Vorarbeiten über dem Dach des alten Gebäudes ausführte, wurden für die neue Gründung Senkbrunnen bis auf den tragfähigen Baugrund getrieben und auf ihnen so schnell als möglich die eisernen Säulen für das neue Tragwerk aufgestellt. Das machte für die äußeren Säulen keinerlei Umstände, da die Grundrißabmessungen des neuen Gebäudes etwas größer als die des alten waren und die Säulen infolgedessen ohne weiteres an den Außenseiten des letzteren hochgeführt werden konnten. Um so schwieriger gestaltete sich die Aufstellung der Innenstützen, die zunächst genau zusammengenietet, zum Dach hinaufgeschafft und dann von oben her durch Öffnungen von höchstens 60 cm im Geviert bis ins unterste Geschoß herabgelassen, dort aufgestellt und angeschlossen werden mußten. Übrigens wurden nicht nur die Säulen, die ja von Beginn der Umbauarbeiten an die Last der Obergeschosse aufzunehmen hatten, sondern auch der größte Teil der Unterzüge und Deckenträger vor dem Abbruche der einzelnen Geschosse eingebaut, was in Rücksicht auf die im Betriebe befindlichen Maschinen zum Teil recht schwierig war und allerlei behelfsmäßige Absteifungen durch Balken, Drahtseile usw. erforderlich machte.



Die Abbildung zeigt das im Bau befindliche Gebäude mit dem neu aufgesetzten, annähernd vollendeten sechsten Obergeschoß, dem im Abbruch befindlichen alten fünften Stockwerk und den an den Außenseiten vorbeigeführten Säulen und Wandträgern, zwischen denen das alte Kalksteinmauerwerk erkennbar ist. Ki.

Schwere Schienen in den Vereinigten Staaten von Amerika. Das Gewicht der Schienen ist zwar nicht allein maßgebend für die Tragfähigkeit von Eisenbahngleisen, es vermittelt aber wenigstens ein Bild, was man einem Gleis an Verkehr zumuten darf. In Amerika ist die Erzeugung von Schienen von mehr als 50 kg/m Gewicht in den letzten zehn Jahren auf mehr als das Doppelte gesteigert worden, eine Folge der Einführung von schwereren Betriebsmitteln, zugleich aber die Voraussetzung für weitere Steigerung der Gewichte dieser Fahrzeuge und für die Einführung höherer Fahrgeschwindigkeiten. In der ersten Zeit des Eisenbahnwesens hielt man ein Schienengewicht von 16,5 und 17,5 kg/m für ausreichend; im Laufe der Zeit wurde dieses Gewicht zunächst auf 25 und 32,5 kg gesteigert, und bis 1914 war man im allgemeinen bei 42,5 und 45 kg Metergewicht angekommen. Heute werden in weitem Umfange Schienen von 50 kg/m und sogar bis 62,5 kg/m verwendet. Von den in amerikanischen Walzwerken erzeugten Schienen waren nach „Railway Gazette“ vom 17. Juni 1927 61,1 % schwerer als 50 kg/m; 24,8 % wogen zwischen 42,5 und 50 kg/m, 7,97 % zwischen 25 und 42,5 kg/m, und 6,13 % waren leichter als 25 kg/m. Erst in den letzten vier Jahren hat die Erzeugung von Schienen mit mehr als 50 kg Metergewicht die Million Tonnen überschritten, noch im Jahre 1919 wurden nicht mehr als 500 000 t derartige Schienen gewalzt.

Schwerere Schienen bedingen allerdings auch erhöhten Aufwand für Herstellung des Oberbaues. Nach einer englischen Berechnung bedeutet der Übergang von 42,5 kg/m schweren Schienen zu solchen von 50 kg/m Gewicht eine Vermehrung des Eisengewichtes um 25 t auf die Meile (1,61 km) Gleis. Bei einem Preise von 7 £ 5 Sh (145 R.-M.) für 1 t bedeutet das einen Mehraufwand von 180 £ für die Meile oder von 2280 R.-M. für 1 km. Bei einer Verzinsung mit nur 5 % müssen also für je 1000 km Gleis über 110 000 R.-M. mehr Zinsen für das Anlagekapital aufgebracht werden. Wkk.

INHALT: Die neuen Hafen- und Industrieanlagen der Stadt Köln bei Köln-Niehl. — Die Delaware-River-Brücke zwischen Philadelphia und Camden. (Schluß.) — Zur Frage der Eisabführung an Wehren. — Die zulässigen Spannungen massiver Bogen. — **Vermischtes:** Technische Hochschule Berlin. — Straßenbautagung Leipzig 1927. — Haus der Technik in Essen. — Dammrutsch bei Rühlow (Meckl.). — Veredlung des Holzes (Lignostone). — Schrittweiser Abbruch und Neubau einer Fabrik ohne Betriebsstörung. — Schwere Schienen in den Vereinigten Staaten von Amerika.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 2. September 1927. Heft 38

Alle Rechte vorbehalten.

Die Rationalisierung im Eisenbau.

Von Direktor **E. Schellewald**, Dortmund.

Wie die gesamte Wirtschaft, so ist auch der Eisenbau um der Selbsterhaltung willen gezwungen, seine Leistungen ohne Mehraufwand von Stoff, Kraft und Zeit zu steigern, zu rationalisieren. Nur die Verbilligung der Erzeugnisse kann den gesunkenen Markt beleben und den durch die Zeitverhältnisse so stark gesunkenen Absatz verbessern und insbesondere zur Wiedergewinnung des Auslandmarktes beitragen. Diese Verbilligung läßt sich bei den heutigen Verhältnissen durch Vergleichen der Preise der Eisenkonstruktionen nicht ohne weiteres erkennen; das ständige Ansteigen der Löhne und Gehälter in Verbindung mit der Verminderung der Arbeitszeit und dem Wachsen der sozialen Lasten führt zwangläufig zu einer Erhöhung der Herstellungskosten und erschwert damit die Vergleichsmöglichkeit. Ein weiterer ungünstiger Einfluß liegt in der Festlegung der Baustoffpreise durch die festgefügten Verbände der Hüttenindustrie, die der Marktlage nicht immer in genügendem Umfange Rechnung trägt.

Zudem hat der Eisenbau sich zweier tatkräftiger Wettbewerber zu erwehren; der Holzbau und der Eisenbetonbau machen dem Eisenbau seit mehreren Jahrzehnten sein Arbeitsgebiet, das er lange Zeit allein beherrschte, immer fühlbarer streitig. Wenn auch der Holzbau, der durch die besonderen Verhältnisse der Kriegs- und Nachkriegszeit und durch die neuartige, den Erkenntnissen der Ingenieurwissenschaft Rechnung tragende Ausbildung seiner Konstruktionseinzelheiten eine beachtenswerte Blüte erreicht hatte, in der letzten Zeit als Wettbewerber des Eisenbaues etwas zurückgetreten ist, so ist der Eisenbetonbau um so mehr unablässig tätig, in das Arbeitsfeld des Eisenbaues einzudringen; Gebiete, die noch vor zwei Jahrzehnten als unbestrittenes Eigentum des Eisenbaues gelten konnten, sind heute für ihn verloren. Der scharfe Wettbewerb zwischen den beiden Bauweisen hat fraglos die Entwicklung beider in hervorragendem Maße gefördert; er zwingt den Eisenbau zur Abwehr, die nur Erfolg haben kann, wenn mit allen Kräften auf die Verwendung hochwertiger Baustoffe, auf die Verbesserung der konstruktiven Ausbildung der Bauwerke und auf die Verbilligung der Werkstatt- und Aufstellungsarbeiten hingearbeitet wird. Die dem Eisenbau gestellte Aufgabe ist in Rücksicht auf die eigenartigen Verhältnisse eine überaus schwierige und mühsame.

Der Inlandbedarf an Eisenkonstruktionen hat, von einigen kleinen Gebieten abgesehen, gegenüber der Vorkriegszeit sehr erheblich abgenommen; er beträgt heute für das gesamte Reich nur wenig mehr als die Hälfte wie vor dem Jahre 1914. Gerade die Großabnehmer, die Reichbahn, die staatlichen und städtischen Behörden, der Bergbau, die Großindustrie, sind heute nicht in der Lage, umfangreiche Neubauten, die dem Eisenbau eine einigermaßen ausreichende Beschäftigung sichern könnten, zu errichten. Die wenigen größeren Aufträge werden heiß umstritten. Der Auslandmarkt leidet unter gedrückten Preisen; auch müssen die durch den Krieg und seine Nachwehen unterbrochenen Verbindungen wieder angeknüpft und neue Verbindungen in Jahre dauernder Arbeit geschaffen werden. Trotz dieser überaus ungünstigen Lage hat die Zahl der Werke nicht abgenommen, sie ist vielmehr recht erheblich gestiegen. Die Erkenntnis, daß eine allgemeine freiwillige Einschränkung der Erzeugung der einzelnen Werke zur Verbesserung der Lage führen könnte, wird von keiner Seite bestritten, aber leider ist dieser Weg aus naheliegenden Gründen nicht gangbar. Die in vielen Wirtschaftszweigen vorgenommenen Zusammenlegungen haben im Eisenbau noch keine Nachahmung gefunden. Die kleineren und mittleren Werke befinden sich zum großen Teil in Privatbesitz, der sich nur sehr schwer zum Aufgeben seiner Selbständigkeit entschließen kann. Bei den großen Unternehmungen ist es außerordentlich schwierig, die Belange zwischen den den großen Hüttenwerken angegliederten Werken und den freistehenden miteinander auszugleichen. Wohl wurde vor einiger Zeit die Nachricht über einen Zusammenschluß mehrerer großer Unternehmer verbreitet, jedoch hat dieser Gedanke noch keine greifbare Gestalt annehmen können. Anscheinend ist der Boden nicht genügend vorbereitet. Die Rationalisierung des Eisenbaues auf diesem Wege liegt augenscheinlich noch in weitem Felde. Der ungesunde Kampf der Werke gegeneinander nimmt seinen Fortgang.

Die Normung und Typisierung, die auf zahlreichen anderen Gebieten zu sehr beachtenswerten Erfolgen in bezug auf die Verbilligung der Erzeugnisse geführt haben, sind leider im Eisenbau — man muß dabei die Bauwerke als Ganzes betrachten — bislang nicht durchführbar gewesen und werden dies auch in der Zukunft nicht sein. Die stets wechselnden Ansprüche an die Form und Tragfähigkeit der Bauten, die durch die verschiedenartigen Verwendungzwecke, die örtlichen Verhältnisse, die Gestaltung der zu bebauenden Grundstücke usw. bedingt sind, lassen dies nicht zu.

Selbst die Reichsbahn hat bei ihrem überaus großen Bedarf an Brücken und Hochbauten noch nicht zu einer Normung oder Typisierung ganzer Bauwerke schreiten können, obwohl man nicht verkennen kann, daß dahin zielende Versuche zu einem Erfolge, wenn auch in einem begrenzten Rahmen, führen können. Es dürfte nicht aussichtslos sein, durch Abstufung der Stützweiten der Blechträgerbrücken deren Normung durchzuführen und bei Fachwerkbrücken durch eine Vereinheitlichung der Felderteilungen und der Hauptträgerhöhen Normen für die Fahrbahnen, für die Anschlüsse der Querträger an die Ständer usw. zu erreichen. Ohne Zweifel wird ein solcher Versuch gewisse Schwierigkeiten zu überwinden haben, führt er aber zum Ziel, so lassen sich die Entwurfsarbeiten, die Werkstattzeichnungen und bei guter Ausbildung der Einzelheiten in bezug auf eine einfache Herstellung die Werkstatt- und Baustellenarbeiten erheblich verbilligen. Weiterhin ist zu prüfen, inwieweit sich, nachdem die Belastungsannahmen und Breitenmaße von Straßenbrücken genormt worden sind, die Einzelheiten der Fahrbahnen unter ähnlichen Gesichtspunkten einheitlich gestalten lassen. Die Konstruktionsformen der Brücken haben sich im Laufe der Zeit derartig entwickelt, daß die Möglichkeit besteht, Normen auf diesem Gebiete zu schaffen.

Im Eisenhochbau liegen Normen für Pfetten, Gerberpfetten, Pfettengelenke und Fachwerkwände vor, die weiteren Arbeiten ruhen zurzeit; das bisher Erreichte ist allerdings von so geringem Umfange, daß er einen fühlbaren Einfluß auf die Rationalisierung nicht ausüben kann. Es ist nicht zu verkennen, daß die Ansprüche, die an die Eisenhochbauten, was deren äußere Form und die Art und Größe der aufzunehmenden Lasten betrifft, gestellt werden, in großem Maße verschieden sind, und daß sich der Normung die größten Widerstände und Schwierigkeiten entgegenstellen. Die in den Vereinigten Staaten von Nordamerika von einzelnen Eisenbaufirmen durchgeführte Typisierung einfacher Fabrikbauten hat in Deutschland keinen Eingang finden können, der Bedarf an solchen Bauwerken ist zu gering. Schon vor 40 Jahren hat der in Berlin lebende Zivilingenieur Scharowsky durch die Herausgabe seines Musterbuches einer Typisierung eiserner Dächer und Stützen den Weg zu bahnen versucht, jedoch ist seinen Bemühungen der Erfolg versagt geblieben. Dabei ist zu beachten, daß es Gebiete gibt — man denke an die Shedbauten für Spinnereien, Webereien und ähnliche Betriebe —, auf denen die Möglichkeit der Aufstellung von Typen in etwa gegeben ist. Noch hat sich aber der Gedanke, daß hier ein Feld für die Vereinheitlichung der Bauformen gegeben ist, nicht durchsetzen können. Die neuerdings aufgenommenen Bemühungen, Flechtwerkdächer in Eisen, die sich in vorzüglicher Weise für die Typisierung eignen, auszubilden, sind noch nicht zur Reife gelangt.

Einen kräftigen Anstoß zur Rationalisierung im Eisenbau hat die Einführung der hochwertigen Baustähle, des St 48 und des Si-Stahl, gegeben; welche Ersparnisse sich bei der Verwendung dieser Werkstoffe an Stelle des St 37 bei der Herstellung von Brücken erzielen lassen, hat Dr.-Ing. Kommerell im „Bauingenieur“ 1925, Heft 28 u. 29, überzeugend nachgewiesen.[1]) Leider läßt sich die hohe Festigkeit der neuen Stähle in den auf Druck beanspruchten Stäben in vielen Fällen nicht voll ausnutzen; auch erscheint es zurzeit nicht aussichtsvoll, diesen Nachteil durch eine Entwicklung neuer entsprechender Querschnittsformen zu beseitigen.

[1]) Vergl. hierzu u. a. folgende in der „Bautechnik“ erschienenen Aufsätze: Jahrgang 1924, Heft 22: Schaper, Hochwertiger Stahl für eiserne Brücken und Ingenieurhochbauten; Heft 28: Bohny, Die Verwendung hochwertiger Stähle bei eisernen Brücken und Hochbauten; Heft 29: Schmuckler, Hochwertiger Stahl für eiserne Brücken und Ingenieurhochbauten; Heft 31: Friedrich u. Scharff: Hochwertiger Stahl für eiserne Brücken und Ingenieurhochbauten; — Jahrgang 1925, Heft 45: Schaper, Ein neuer deutscher Stahl (Si-Stahl); — Jahrgang 1926, Heft 17: Schaper, F-Stahl; Heft 46: Kommerell, Erfahrungen mit hochwertigem Baustahl und Siliziumbrückenstahl; Heft 47 u. 54: Ackermann u. Brunner, Ersparnisse mit St 48 und Si-Stahl; — Jahrgang 1927, Heft 17: Bohny, Siliziumbaustahl aus dem Siemens-Martin-Ofen; Heft 35: Schaper, Siliziumstahl. Die Schriftleitung.

Der Verwendung der hochwertigen Stähle im Hochbau ist der Umstand hinderlich, daß es noch nicht gelungen ist, eine einwandfreie, unzerstörbare Kennzeichnung der aus diesen Stoffen hergestellten Profile zu finden. Ohne Zweifel würden sich bei der Einführung der neuen Baustoffe im Hochbau erhebliche Ersparnisse erzielen lassen. Vielleicht wäre der Weg gangbar, neuartige Querschnitte für I- und ⊏-Eisen zu schaffen, die sich durch die Abmessung der Trägerhöhen und der Flanschbreiten grundlegend von den heutigen Normalprofilen unterscheiden und damit Verwechslungen mit den aus St 37 hergestellten Profilen ausschließen. Bei ihrer Gestaltung würde besonders auf die Erzielung hoher Trägheitsmomente zu achten sein, um die Durchbiegung der Profile in den zulässigen Grenzen halten zu können. Nachteilig ist selbstverständlich die Schaffung weiterer Profile, die zur Vergrößerung der Lager und zu einer gewissen Verteuerung der Lagerhaltung führen muß.

Die Verarbeitung von St 48 und Si-Stahl in der Werkstatt erfordert höhere Aufwendungen als die von St 37, jedoch wird dieser Nachteil durch die sehr erhebliche Ersparnis an Baustoffen aufgewogen; ein großer Mißstand liegt in den Schwierigkeiten, die mit der gleichzeitigen Bearbeitung der verschiedenartigen Stähle verknüpft sind. Um jegliche Verwechslung, die schwerwiegende Folgen nach sich ziehen kann, auszuschließen, müssen die verschiedenen Stähle gesondert gelagert werden; ihr Weg durch die Werkstatt muß durch die Werkleitung und ihre Organe mit besonderer Aufmerksamkeit und Sorgfalt verfolgt werden. Eine Vermeidung der geschilderten Nachteile wird sich nur erreichen lassen, wenn nur noch ein hochwertiger Stahl — in Frage käme der Si-Stahl — erzeugt und die übrigen Stähle abgeschafft würden. So abwegig dieser Gedanke auf den ersten Blick erscheint, so ist doch zu bedenken, daß die Verhältnisse bei der Einführung des St 37 ähnlich lagen wie heute. Auch damals machten sich sehr erhebliche Widerstände gegen den neuen Baustoff geltend; ihre Beseitigung wurde allerdings dadurch erleichtert, daß der St 37 einfacher und billiger herzustellen war als das bis dahin benutzte Schweißeisen, und daß der St 37 gestattete, die Erzeugung wesentlich zu steigern. Man darf aber annehmen, daß es den Hüttenwerken, wenn sie nur einen Einheitsbaustahl erzeugen, möglich ist, die Herstellungskosten für diesen denen des St 37 anzugleichen. Mit der angeregten Zukunftsfrage sollte man sich ernstlich befassen, zumal besondere Bedenken, den Einheitsbaustahl auch für Feineisenkonstruktionen zu verwenden, nicht bestehen dürften.

Die Walzprofile, die im Eisenbau verwendet werden, sind schon seit Jahrzehnten genormt; bei eingehender Überlegung kann aber nicht verkannt werden, daß ihre überaus große Anzahl ein Hemmnis für die Rationalisierung des Eisenbaues ist. Die große Zahl fein abgestufter Querschnitte, die heute zur Verfügung steht, erlaubt es, die Konstruktionsglieder der Eisenbauten auf das schärfste den aufzunehmenden Kräften anzupassen und die sparsamste Baustoffwirtschaft zu treiben; aber nicht immer sind mit dem niedrigsten Gewicht eines Bauwerks auch die niedrigsten Herstellungs- und Unterhaltungskosten verknüpft. Der Ehrgeiz der Ingenieure, ihre besondere Tüchtigkeit durch die Aufstellung von Entwürfen unter dem Gesichtswinkel des niedrigsten Gewichtes zu erweisen, führt häufig zu falschen Ergebnissen. Je weitgehender die einzelnen Konstruktionsglieder in ihren Querschnitten abgestuft werden, um so höher wachsen die Werkstatts- und Aufstellungskosten; die Gewichtsersparnis wird durch den Mehraufwand der Verarbeitung überholt. Je stärker sich die Löhne im Verhältnis zur Erhöhung der Baustoffpreise steigern, um so weniger ist das übertriebene Sparen an Baustoff berechtigt. Den richtigen Mittelweg einzuhalten, ist nicht leicht; nur eingehende Überlegung und dauernde Verfolgung der Selbstkosten der ausgeführten Bauwerke führen zum Ziel.

Die Beschaffung der vielen verschiedenartigen für ein Bauwerk notwendigen Walzprofile erfordert, namentlich wenn es sich um geringe Mengen handelt und wenn der verwendete Baustoff der Prüfung seiner Festigkeitseigenschaften unterworfen werden muß, viel Zeit. Die Walzwerke schreiten erst dann zum Abwalzen der einzelnen Profile, wenn die eingelaufenen Bestellungen einen entsprechenden Umfang erreicht haben. Nur in Ausnahmefällen gelingt es den Eisenbauwerkstätten, das Material zu den vorgesehenen Zeitpunkten zu erhalten; Überstürzung der Werkstatt- und Baustellenarbeiten, die zu unnötigen Ausgaben führen, Verzugstrafen, Verärgerung der Besteller usw. sind die schwerwiegenden Folgen.

Das Interesse der Walzwerke an einer Herabsetzung der Anzahl der Walzprofile ist ebenso groß wie das des Eisenbaues; für sie ergeben sich aus der Herabsetzung ebenfalls recht erhebliche Vorteile; der Walzenpark kann wesentlich eingeschränkt werden, damit vermindert sich das in diesem festgelegte Kapital; das Walzprogramm wird einfacher, damit erleichtert sich die Führung des Betriebes; der Umfang der Lager wird verkleinert, damit werden die Kosten der Lagerhaltung herabgesetzt. Kurzum, es ergeben sich zahlreiche Erleichterungen, die zu einer Verminderung der Preise für das Walzeisen beitragen. Erfreulicherweise bricht sich die Erkenntnis der geschilderten Verhältnisse immer mehr Bahn. Die Reichsbahn hat in den Vorschriften für die Fertigung von Brücken aus Si-Stahl die Zahl der zu verwendenden Profile eingeschränkt; der Schiffbau hat die Anzahl der Bulbwinkel auf die Hälfte der früheren herabgesetzt. Es ist dringend zu wünschen, daß die vom Verein deutscher Ingenieure anläßlich der Werkstofftagung angeregte Zusammenarbeit der Erzeuger und Verbraucher zu einer wesentlichen Herabsetzung der Zahl der heute gebräuchlichen Walzprofile führt, und daß auf diese Weise die Rationalisierung im Eisenbau gefördert wird.

Die Bestrebungen des Eisenbaues, seine Erzeugnisse zu verbilligen, haben ihr Hauptaugenmerk auf die Verbesserung der Arbeitsverfahren in der Werkstatt und auf der Baustelle richten müssen; nicht im gleichen Maße haben die Bemühungen durch Entwicklung einfacher Bauformen, wie beispielsweise durch Ersatz von Fachwerken durch Blechträger und von gegliederten Querschnitten durch geschlossene, auf die Verminderung der Lohnkosten eingesetzt, obgleich diese die gleiche Wichtigkeit wie jene besitzen. Die neuen Arbeitsweisen in den Werkstätten und auf den Baustellen sind in einer kräftigen Entwicklung begriffen, sie haben zu recht erfreulichen Ergebnissen geführt; die begründete Aussicht auf eine weitere Vervollkommnung ist vorhanden, man strebt dabei nicht einseitig nur auf eine Herabminderung der Bearbeitungskosten, sondern gleichzeitig auf eine Erhöhung der Güte der Arbeit.

Die Wichtigkeit der ständigen Fühlungnahme zwischen dem Konstruktionsbureau und der Werkstatt kann nicht oft genug betont werden; der letzteren muß ein maßgebender Einfluß auf das erstere unbedingt eingeräumt werden, um verwickelte, in der Herstellung teure Konstruktionsformen auszuschalten. Schon bei der Aufstellung der Entwürfe und insbesondere bei der Wahl der Querschnitte der Bauglieder ist darauf zu achten, daß die Kosten der Bearbeitung in der Werkstatt niedrig werden, und daß die Aufstellung der Bauwerke sich ohne besondere Schwierigkeiten ausführen läßt. Vor allem sind die Anschlüsse unter diesen Gesichtspunkten auszubilden. Besonderer Wert ist darauf zu legen, daß die einzelnen Bauglieder weitgehend in der Werkstatt zusammengebaut werden können; dementsprechend sind z. B. Gurtstöße der Hauptträger bei Fachwerkbrücken anzuordnen. Die Systemhöhen von Bindern und Fachwerkträgern sind so zu wählen, daß sie nach Möglichkeit als Ganzes oder in eine geringe Zahl von Teilen zerlegt verladen werden können. Schon bei der Erziehung unserer Ingenieure muß auf diese leitenden Richtlinien immer wieder hingewiesen werden; daß einfache Querschnitte, gut durchdachte Verbindungen und Anschlüsse die Werkstatt- und Baustellenkosten einschneidend beeinflussen, muß den Konstrukteuren in Fleisch und Blut übergehen. Eine klare, eindeutige Darstellung auf den Werkstattzeichnungen, die jeden Fehler bei der Bearbeitung in der Werkstatt und auf der Baustelle ausschließt, alle Rückfragen und mündlichen Erläuterungen überflüssig macht, ist eine selbstverständliche Forderung, die nicht immer genügende Beachtung findet. Die im nordamerikanischen Eisenbau geübte Praxis ist in dieser Hinsicht der größten Beachtung wert. Niemals werden ganze Bauteile, z. B. Hauptträger einer Fachwerkbrücke als Ganzes dargestellt, vielmehr werden deren einzelne Glieder voneinander getrennt, in dem Umfange, wie sie in der Werkstatt zusammengebaut und zur Baustelle versandt werden, gezeichnet. Eine genaue, durch eingehende Vorschriften geregelte Bezeichnung der Bauglieder schaltet jede Verwechslung auf der Baustelle aus; sie vereinfacht ihr Aussuchen und erleichtert die Aufstellung der Bauwerke. Durch die verschiedenartige Ausbildung der Nietbilder in den Anschlüssen werden Fehler beim Zusammenbau der bearbeiteten Profile vermieden. In den führenden Werken sind tief in alle Einzelheiten gehende Vorschriften erlassen, welche die Einheitlichkeit der Konstruktionsausbildung sicherstellen; diese Arbeitsweise wird allerdings dadurch wesentlich erleichtert, daß die Besteller sich einer Beeinflussung der Durchbildung der Werkstattzeichnungen, wie sie in Deutschland noch in vielen Fällen üblich ist, enthalten. Im nordamerikanischen Eisenbau ist die ins einzelne gehende Prüfung aller Werkstattzeichnungen durch besonders ausgebildete Konstrukteure üblich; Fehler gehören daher zu den größten Seltenheiten. Nur die sorgfältige Ausführung der Werkstattzeichnungen unter ständiger Rücksichtnahme auf eine einfache Herstellung in der Werkstatt und auf den einfachen Zusammenbau auf der Baustelle kann zur Herabminderung der Gesamtkosten der Bauwerke führen, ohne daß die Standsicherheit im geringsten beeinträchtigt wird.

Wie schon oben erwähnt, sind bei den Arbeitsverfahren in den Werkstätten in den letzten Jahren recht beachtenswerte Verbesserungen erreicht worden; diese erstrecken sich nicht nur auf die Maschinen und die sonstigen Einrichtungen, von denen gesprochen werden wird, sondern vor allem auf die Organisation der Betriebe. Das Vorgehen des Maschinenbaues ist in dieser Hinsicht vorbildlich und von großem Einfluß gewesen. Man hat erkannt, daß eine gute Vorbereitung der Arbeitsvorgänge in der Werkstatt von größter Bedeutung für die Höhe der Werkstattkosten ist, und daß die frühere Art der Betriebsführung, welche die Verteilung der Arbeit und die Festlegung der Arbeitsweisen in die Hände der Meister legte, sich überlebt hat. Die großen Werke haben zum überwiegenden Teil die Führung des Betriebes so eingestellt, daß sie von einer Stelle aus geschieht; diese legt die einzelnen Arbeitsgänge und ihre Kosten vor der Ausführung fest und erzielt auf diese Weise einen glatten Fluß der

Arbeit ohne jegliche Reibung, die zu Verlusten führt. Die Frage, ob die Aufwendungen, die für diese Vorbereitungen geleistet werden müssen, durch entsprechende Ersparnisse an Löhnen wettgemacht werden, muß nach den vorliegenden Erfahrungen unbedingt bejaht werden. Die Art und Weise, wie das gesteckte Ziel, die gesamten Vorgänge in der Werkstatt unter eine straffe Führung zu stellen, erreicht wird, zeigt bei den einzelnen Werken Verschiedenheiten, die durch den Aufbau und den Umfang der Werkstatt, durch die zur Verfügung stehenden Maschinen und Einrichtungen und auch durch die die Werkstätten leitenden Persönlichkeiten bedingt sind. Es würde abwegig sein, anzunehmen, daß nur eine bestimmte Art des Aufbaues der Werkstattorganisation vorzuziehen sei; wichtig ist jedoch, daß sie nach einheitlichen Richtlinien folgerichtig aufgebaut ist. Es wird häufig der Einwand erhoben, daß ein schleppender Eingang des Materials, unter dem die Werkstätten so häufig zu leiden haben, alle noch so sorgfältig erwogenen Dispositionen über den Haufen werfe; damit seien die für diese Arbeit aufgewendeten Kosten vergeblich verausgabt. Diese Auffassung ist grundfalsch; gerade weil sich bei der straffen Betriebsführung die Nachteile des mangelhaften Materialeingangs so scharf bemerkbar machen, wird mit um so größerer Energie nach Abhilfe gesucht und solche auch gefunden. Darin liegt gerade der große Nutzen einer guten Betriebsorganisation, daß alle Stellen, an denen Leerlauf und Reibung, die Zeit und Geld kosten, entstehen, aufgedeckt werden, und daß damit die Anregung, diese Mängel zu beseitigen, gegeben wird. Zieht man diese Folgerungen nicht, so ist selbstredend die beste Organisation vollkommen wertlos. Auch die mittleren und kleineren Werke werden sich auf die Dauer den neuen Wegen nicht verschließen können.

Ein hervorragendes Hilfsmittel zur Erhöhung der Werkstattleistungen bieten die Zeitstudien, die, nachdem ihre Erfolge im Maschinenbau bekannt wurden, im Eisenbau Eingang gefunden haben. Es ist eine selbstverständliche Forderung, daß sie nicht zu einer Intensivierung der Betriebe, zur Herbeiführung einer ungesunden Ausnutzung der Arbeiter mißbraucht werden dürfen. Sie sollen vielmehr dazu dienen, alle Arbeitskräfte möglichst gleichmäßig anzuspannen und jede gesundheitschädliche Überanstrengung zu vermeiden. Insbesondere ist die Arbeitstudie geeignet, richtige Stücklöhne zu ermitteln und die Fehler, die bei den früher üblichen Schätzungen unvermeidlich waren, zu beseitigen. Die mit der Stoppuhr sorgfältig ermittelten Arbeitzeiten ergeben eine einwandfreie Unterlage für die Festlegung der Stücklöhne; damit werden Streitigkeiten über die richtige Höhe der Stücklöhne aus der Welt geschafft, manche Quelle zur Unzufriedenheit wird verstopft, die Betriebsleitung wird von den früher so oft erforderlichen Verhandlungen über Stücklöhne entlastet. Ein weiterer großer Vorteil der Arbeitstudie, der nicht unterschätzt werden sollte, liegt in den Aufschlüssen, die sie über Leerlaufarbeit gibt. Die Beobachtungen zeigen bei richtiger kritischer Verarbeitung sehr bald, an welchen Stellen Wartezeiten, die zu überflüssigen Lohnausgaben führen, auftreten; sie decken auf, welche Maschinen, Werkzeuge und Einrichtungen ungeeignet und fehlerhaft sind. Der Anreiz zur Beseitigung von Mißständen und zur Einführung von Verbesserungen wird kräftig geweckt. Die vielfach verbreitete Auffassung, die Zeitstudien seien nur für Großbetriebe von Nutzen, ist eine irrige; ihr kann nicht oft genug widersprochen werden.

Große Aufmerksamkeit ist in den letzten Jahren der Bewegung des Materials in der Werkstatt zugewandt worden; die Kosten für diese spielen bei den großen Mengen, die in Frage kommen, im Betriebshaushalt eine sehr große Rolle. Es gilt, Verbesserungen nach zwei Richtungen hin zu erreichen; erstens sind die zurückzulegenden Wege, auf daß Mindestmaß einzuschränken, indem gleichzeitig alle rückläufigen Bewegungen beseitigt werden und das Kreuzen der verschiedenen Straßen, auf denen sich die Förderung vollzieht, ausgeschaltet wird; die vollendetste Lösung ist erreicht, wenn die Werkstücke nach ihrer Bearbeitung durch die eine Maschine griffbereit für die Verarbeitung durch die nachfolgende liegen und Zwischentransporte von einer Maschine zur anderen ausfallen. Zweitens sind die Fördermittel zu verbessern, ihre Handhabung ist zu vereinfachen, und es ist Sorge zu tragen, daß die Arbeiter von schweren körperlichen Anstrengungen entlastet werden. Die Einführung des elektrischen Kraftantriebes hat auf diesem Gebiete bahnbrechend gewirkt. Der elektrische Einzelantrieb der Bearbeitungsmaschinen hat diesen die vollständige Freizügigkeit gegeben, die ihnen beim Transmissionsantrieb versagt war. Es ist heute möglich, die Maschinen an jedem beliebigen Platz aufzustellen und sie so anzuordnen, daß die Arbeitstücke in geradem Wege von einer Maschine zur anderen laufen und ein glatter Fluß ohne Abweichungen erreicht wird. Die elektrisch betriebenen Laufkrane beseitigen die alte Förderung von Hand oder auf Transportgleisen, sie gestatten, auch die größten Lasten spielend zu bewegen, sie tragen ferner zur Vermeidung von Unfällen in hohem Maße bei. Ein weiterer Vorteil solcher Krane liegt in der Möglichkeit, daß Material höher zu stapeln und die Lagerplätze besser auszunutzen als früher. Diese Neuerungen haben zu einer wesentlichen Verminderung der Förderkosten geführt. Die sogenannten gleislosen Fördermittel, genannt sei der Elektrokarren, dürften geeignet sein, zu einer weiteren Verbesserung der Förderung in denjenigen Werken beizutragen, die infolge der absatzweisen Vergrößerung der Werkstätten oder infolge einer ungünstigen Form des Grundstücks nicht in der Lage sind, die Förderwege so zu gestalten, daß sich alle Bewegungen in einer kürzesten Linie vollziehen. Von Bedeutung für die Verbesserung der Förderung ist, die Lagerung der Arbeitstücke so vorzunehmen, daß das Angreifen der Anschlagvorrichtungen tunlichst erleichtert wird, und daß letztere zweckmäßig und einfach in der Handhabung durchgebildet werden.

Mehrfach ist man dazu übergegangen, getrennte Arbeitstraßen für die Verarbeitung der verschiedenartigen Profilarten einzurichten; man bearbeitet auf der einen Straße Bleche und Breiteisen, auf der anderen nur Profileisen, auf der dritten Stabeisen. Es ist einleuchtend, daß dieses Vorgehen gestattet, die Arbeitstraßen mit den entsprechenden für die Bearbeitung der Materialsorten besonders geeigneten Maschinen auszurüsten und, was wesentlich ist, die Hilfseinrichtungen für das Fördern der Arbeitstücke und deren Festspannen auf den Maschinen dem Sonderzweck entsprechend auszubilden. Die Leistungen der Maschinen werden, da sie stets nur die gleichen Profile bearbeiten, erhöht, indem Umstellungen vermieden werden; auch lassen sich die Fördermittel besser ausnutzen, wenn stets dieselben Anschlagvorrichtungen in Betrieb bleiben und ein Umtausch oder ein Umbau, der nötig wird, wenn verschiedene Profilarten bewegt werden müssen, unterbleiben kann. Die Bearbeitungskosten werden durch die geschilderte Arbeitsweise sehr günstig beeinflußt; Voraussetzung ist allerdings, daß die Erzeugung der Werkstatt einen gewissen Umfang erreicht.

Die Rationalisierung hat sich selbstverständlich auf die Ausgaben von Licht, Kraft, Werkzeuge usw. zu erstrecken; eine dauernde Überwachung dieser Ausgaben ist das Mittel, sie auf das Mindestmaß zu beschränken. Die Verwendung des elektrischen Stromes, gleichgültig ob er im Werk selbst erzeugt oder von anderer Seite bezogen wird, gibt die Möglichkeit, den Kraftverbrauch an den einzelnen Stellen laufend zu ermitteln und jede Verschwendung zu unterbinden. Besondere Aufmerksamkeit ist der Preßluftwirtschaft zu schenken. Die Preßluft ist ein sehr unwirtschaftlich arbeitendes Kraftübertragungsmittel; ihre Erzeugung, ihre Fortleitung und ihr Verbrauch in den Werkzeugen ist einer scharfen Überwachung zu unterziehen; die geeigneten Geräte für diesen Zweck sind vorhanden. Es bedeutet eine große Kraftverschwendung, wenn die Kompressoren mit Leerlaufvorrichtung ausgerüstet sind; sie müssen vielmehr bei Erreichung des Höchstdruckes stillgesetzt und beim Eintritt des Mindestdruckes wieder in Gang gesetzt werden, was bei elektrischem Antrieb selbsttätig geschehen kann. Die Leitungen und die Entnahmestellen müssen ständig auf Dichthalten untersucht werden; das Entweichen der Preßluft, das bei dem starken Lärm in der Werkstatt überhört wird und dem Auge nicht sichtbar ist, führt zu großen Verlusten. Ebenso sind die Werkzeuge auf ihren Luftverbrauch hin zu überwachen; zu hoher Verbrauch von Preßluft führt nicht nur zur Verschwendung, er ist gleichzeitig mit einer Herabsetzung der Leistungsfähigkeit der Werkzeuge und damit mit erhöhten Lohnausgaben verknüpft. Preßluftaufreiber sollten nicht mehr zur Verwendung kommen, sie sind gegenüber den elektrisch betriebenen Aufreibern äußerst unwirtschaftlich.

Für Werkzeuge ist nur der beste, hochwertige Stahl zu verwenden, der durch seine Leistungsfähigkeit und seine große Lebensdauer trotz der höheren Anschaffungskosten zu erheblichen Ersparnissen und zur Erhöhung der Leistungen führt; es genügt jedoch nicht, sich auf die Angaben der Erzeuger über seine Leistungsfähigkeit zu verlassen; diese ist vielmehr durch eigene Versuche nachzuprüfen. Nur statistische Aufzeichnungen führen hier zu richtigen Ergebnissen; will man Ersparnisse erzielen, so ist es unbedingt notwendig, den Verbrauch aller Betriebsmaterialien durch eine sorgfältig geführte Statistik zu überwachen. Werden die Vorbereitungen für die Aufstellung einer solchen richtig getroffen, so sind ihre Kosten nicht von Bedeutung, sie werden sich in reichem Maße bezahlt machen.

Der Schnellschnittstahl hat zur Entwicklung neuer leistungsfähiger Bearbeitungsmaschinen geführt; die Wandlungen, die in den beiden letzten Jahrzehnten eingetreten sind, lassen sich sehr deutlich bei der Bohrmaschine verfolgen. Die alte Wandbohrmaschine mit Riemenantrieb, Stufenscheiben und Handvorschub mit etwa 150 Umdrehungen der Bohrspindel in der Minute ist wohl vollständig aus den Werkstätten verschwunden; auch die Gelenkbohrmaschine, die erste Maschine, die es ermöglichte, einen größeren Teil eines Werkstückes mit Löchern zu versehen, ohne es verschieben zu müssen, ist kaum noch in Gebrauch. An ihre Stelle trat zunächst die Wandradialbohrmaschine mit Riemenantrieb, die anfangs mit Stufenscheiben für den Geschwindigkeitswechsel ausgerüstet war; die Umdrehungszahl wurde auf 250 in der Minute gesteigert, als gleichzeitig der alte von Hand hergestellte Flachbohrer durch den maschinell hergestellten Spiralbohrer verdrängt wurde. In der weiteren Entwicklung wurden die Stufenscheiben durch Rädervorgelege ersetzt, die Säulenradialbohrmaschine mit Einzelantrieb, deren Bohrarm einen vollen Kreis beschreibt, erschien auf dem Markt, die Umdrehungszahl

erhöhte sich auf 350 bis 400 in der Minute. Eine weitere Verbesserung bedeutete der auf dem Spindelstock sitzende Vertikalmotor, der nicht nur zu einer Vereinfachung der Bauart, sondern auch zu einer erheblichen Kraftersparnis führte; die Wechsel für die Verschubgeschwindigkeit sowie auch die Ein- und Ausschaltung des Vorschubes wurden vervollkommnet. Die zur Bedienung der Maschine notwendigen Handgriffe wurden bequemer gestaltet und vermindert. Die weitere Steigerung der Leistungsfähigkeit der Spiralbohrer hat zur Erhöhung der Umdrehungszahlen auf 600 in der Minute und des Vorschubes auf 0,3 mm/Umdrehung geführt; der Kraftverbrauch der Maschinen hat sich auf 10 PS erhöht. Es bedarf keiner besonderen Erläuterung, um darzulegen, welche Verbilligung der Bohrarbeit durch die Verbesserung der Maschinen eingetreten ist. Allem Anschein nach ist die Entwicklung der Maschinen noch nicht zum Abschluß gekommen; unablässig arbeitet die Edelstahlindustrie an der Erhöhung der Güte der Werkzeugstähle, jeder hier erzielte Erfolg führt zur Ausbildung stärkerer und leistungsfähiger Maschinen.

Der Spiralbohrer in Verbindung mit der Radialbohrmaschine hat es ermöglicht, Bleche und Universaleisen, deren Lochbilder die gleiche Ausbildung zeigen, in Paketen aufeinandergeschichtet zu bohren; das mühsame Anreißen der Löcher auf jedem einzelnen Arbeitstück ist in Fortfall gekommen.

Die Leistungen der Hobelbänke, Fräsmaschinen, Kaltsägen usw. sind in ähnlicher Weise gesteigert worden wie die der Bohrmaschinen, namentlich die Sägen sind während der letzten Jahre außerordentlich verbessert worden; die Ausbildung neuartiger Zahnformen in Verbindung mit einer schweren Ausführung der Maschine hat die Schnittzeiten erheblich herabgesetzt, während die vor 15 Jahren erbauten Maschinen für das Trennen eines I 50 etwa 15 Minuten benötigen, ist diese Zeit jetzt auf 2 Minuten gesunken. Der Eisenbau muß sich die Erfolge, die die Entwicklung der Schnellschnittstähle in Verbindung mit der Verbesserung der Maschinen gebracht hat, in vollem Umfange zunutzen machen; die veralteten Maschinen müssen durch die neuen leistungsfähigeren ersetzt werden, nur dann kann die Rationalisierung richtig einsetzen. Wenn irgendwo das Wort „Stillstand ist Rückschritt“ Geltung hat, so ist es auf diesem Gebiete.

Es genügt aber nicht, die neuen gegen früher leistungsfähigeren Maschinen einzuführen; Hand in Hand hiermit muß die Verbesserung der zu ihnen gehörenden Zulagen, der Aufspannvorrichtung usw. gehen, gerade hier hapert es noch in vieler Beziehung. Die Maschinen können nicht in vollem Umfange ausgenutzt werden, wenn nicht die Zeiten für das Auflegen, Festspannen, Losspannen und das Ablegen der Werkstücke auf das Mindestmaß gedrückt werden; ebenso wichtig ist es, für das rechtzeitige Zubringen und das Fortschaffen der Werkstücke zu sorgen, damit alle Wartezeiten wegfallen. Kein Mittel ist geeigneter, hier etwa vorhandene Mängel aufzudecken, als die Zeitstudie; sie gibt Aufschluß, in welchem Verhältnis die reine Arbeitzeit der Maschine zu den Zeiten für die übrigen Arbeiten steht, und führt die Notwendigkeit der Verkürzung der letzteren zwingend vor Augen; sie zeigt, ob der Fehler in mangelhaften Einrichtungen oder in der Führung des Betriebes liegt. Die Abhilfe muß durch die Verbesserung und Erleichterung der Handhabung der Einrichtungen und in dem geregelten Fluß der Werkstücke gefunden werden. Wichtig ist, die Arbeiter möglichst von körperlicher Inanspruchnahme zu befreien, um die Aufmerksamkeit, die die Bedienung der Maschine erfordert, wachzuhalten.

Beim Zusammenbau[2]) der Eisenkonstruktionen werden sich Ersparnisse erzielen lassen, wenn die heute noch vielfach übliche Methode, das Zulegen in der Werkstatt weitgehend durchzuführen, verlassen wird; gewiß hat die heute angewendete Arbeitsweise den großen Vorzug, daß Fehler in den Zeichnungen und Fehler der Vorzeichnerei, der Bearbeitung der Einzelteile schon in der Werkstatt gefunden und beseitigt werden, und daß die in solchen Fällen erforderlichen teuren Nacharbeiten auf der Baustelle wegfallen. Es ist jedoch zu überlegen, ob nicht durch eine sorgfältige Nachprüfung der Werkzeichnungen und eingehende Überwachung der Werkstattarbeit das Auftreten von Fehlern so stark herabgedrückt werden kann, daß ohne Bedenken der Zusammenbau nur bis zur Versandgröße der Bauglieder durchgeführt wird und daß das Zusammenpassen der Stöße zwischen den Baugliedern unterbleibt. Vorbedingung ist, daß alle Stöße und Anschlüsse vor dem Verlassen der Werkstatt überprüft werden; eine weitere Voraussetzung ist eine entsprechende Ausbildung aller auf der Baustelle zu schließenden Anschlüsse und Stöße, die im äußersten Falle nur das Aufreiben der Anschlußlöcher bei der Aufstellung des Bauwerks bedingt.

Seitdem die Handnietung durch die Druckluftthammernietung ersetzt wurde, sind nennenswerte Verbesserungen beim Nieten nicht erzielt worden; wohl sind einige Fortschritte in der Konstruktion der Hämmer zu verzeichnen, die aber keine fühlbare Verbilligung der Nietarbeit gezeitigt haben. Bei der Unwirtschaftlichkeit des Preßluftbetriebes, der 20 bis 35 % des gesamten Kraftbedarfs der Werkstätten beansprucht, ist hier ein aussichtsreiches Feld für Verbesserungen gegeben. Die mit Druckluft betriebenen Kniehebelpressen bieten einige Vorteile gegenüber der Schlagnietung, die bei den elektrisch angetriebenen Kniehebelnietpressen durch die erhebliche Erniedrigung der Antriebskosten noch stark gesteigert werden. Leider wird die Leistung beider Maschinenarten durch den Umstand, daß die Döpper für die Schließstellung je nach der Stärke der zu nietenden Querschnitte eingestellt werden müssen, nicht voll befriedigend. Es bleibt abzuwarten, ob nicht die Hydraulik, die durch den Siegeszug der Elektrizität so sehr stark in den Hintergrund gedrängt worden ist, ihre Vorzüge, die sie insbesondere für die Ausführung von Nietarbeiten besitzt, wieder zur Geltung bringt. Es muß auffallen, daß man von den Erfahrungen des Auslandes keinen Nutzen zieht; in diesem ist die hydraulische Nietung sehr weit verbreitet, die Leistungen der einzelnen Maschinen erreichen eine Höhe, die bei uns nicht erzielt wird. Die elektrohydraulisch arbeitenden Maschinen sind fraglos als eine beachtliche Verbesserung der nur elektrisch angetriebenen anzusehen; ihre Leistung ist aber eine begrenzte.

Die Ausführung der Nietarbeit geschieht in den meisten Fällen noch in den Zulagen; eine Verbilligung und Verbesserung läßt sich erzielen, wenn das Nieten an besonders eingerichteten Nietplätzen vorgenommen wird. Bei der ersten Arbeitsweise müssen die Nietkolonnen ständig ihren Arbeitsplatz wechseln, die Übersicht über die Arbeitsverteilung ist erschwert, die Mannschaften können nicht immer voll beschäftigt werden, die Zufuhr der Niete ist umständlich. Führt man die Nietarbeit an einer Stelle durch, so fallen diese Nachteile fort; eine Verbilligung der Arbeit ist die Folge. Die Kosten des Transportes spielen bei dem heutigen Stande der Fördermittel demgegenüber keine Rolle. Der Umschlag auf den Zulagen wird erhöht, die Arbeitsplätze können verringert werden. Ähnliche Vorteile werden sich erzielen lassen, wenn der Anstrich nicht mehr auf den Zulagen, sondern an entsprechend eingerichteten Plätzen ausgeführt wird; es ist in diesem Falle die Möglichkeit der rationellen Anwendung des Spritzverfahrens gegeben.

Neue Aussichten für die Rationalisierung im Eisenbau bringt die Entwicklung der Schweißtechnik; gelingt es, diese für den Eisenbau nutzbar zu machen, so wird sie nicht nur zu einer Verbilligung der Lohnkosten, sondern auch durch Ersparnis an Stoßmaterial zu einer Verminderung der Baustoffmengen führen. Noch beherrscht die Nietung das Feld, die Güte ihrer Ausführung läßt sich mit den einfachsten Mitteln nachprüfen, Ausbesserungsarbeiten sind ohne Schwierigkeit möglich; die langjährigen Erfahrungen zeigen, daß die Nietung den zu stellenden Ansprüchen voll genügt. Bei der Schweißung ist man vorläufig noch ganz auf die Geschicklichkeit und Gewissenhaftigkeit des Schweißers angewiesen; zuverlässige Verfahren, die Güte und Sicherheit einer Schweißnaht nachzuprüfen, ohne diese oder das Prüfungsstück zu zerstören, sind noch nicht ausgearbeitet; Erfahrungen, wie sich die Schweißstellen gegenüber Dauer- und Wechselbeanspruchungen und Stößen verhalten, fehlen noch. Trotzdem lassen die in den letzten Jahren erzielten Fortschritte die Hoffnung berechtigt erscheinen, daß die Schweißtechnik sich Eingang in den Eisenbau verschaffen wird; nach den neuesten Nachrichten sind in den Vereinigten Staaten von Nordamerika schon Bauwerke mit geschweißten Verbindungen errichtet worden.[3]) Hand in Hand mit der Einführung der Schweißtechnik wird eine entsprechende Umgestaltung der heutigen Querschnitts- und Bauformen gehen müssen.

Während in der Werkstatt die Möglichkeit gegeben ist, innerhalb kurzer Zeit festzustellen, ob eingeführte Verbesserungen zu dem erwarteten Erfolg führen oder nicht, liegen die Verhältnisse auf der Baustelle in dieser Hinsicht wesentlich schwieriger. Die Bedingungen, unter denen sich die Arbeitsvorgänge in der Werkstatt abspielen, ändern sich nur in engen Grenzen. Im Gegensatz hierzu treten auf der Baustelle Einflüsse auf, die sich ziffernmäßig nur sehr schwer bewerten lassen; hier spielen die Witterung, der Zustand der Baustelle, die Schulung der an Ort und Stelle anzuwerbenden Hilfskräfte usw. eine große Rolle. Die systematische Zerlegung der Lohnausgaben auf die einzelnen Arbeitsvorgänge, die in der Werkstatt ohne große Mühe durchführbar ist, ist auf der Baustelle sehr erschwert, da die Mannschaften dauernd ihre Beschäftigung wechseln; nur bei sehr großen Bauwerken ist eine scharfe Trennung der einzelnen Arbeitsvorgänge in ähnlicher Weise wie in der Werkstatt möglich. Trotz dieser Schwierigkeit ist es, wenn man auf eine Verminderung der Lohnkosten hinarbeiten will, unbedingt notwendig, sich Klarheit zu verschaffen, welche Kosten auf die Einrichtung der Baustellen und ihren Abbau, auf die Förderung, das Einbauen, das Ausrichten, das Verschrauben und Nieten usw. entfallen. Der Vergleich der auf den verschiedenartigen Baustellen bei den verschiedenartigen Bauwerken gesammelten Erfahrungen

[2]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1923, Heft 4 u. 5: Schaechterle, Vorschriften der Deutschen Reichsbahn für Eisenbauwerke; ebenda 1925, Heft 15: Ernst, Die neuen Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft.

[3]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 4; 1926, Heft 19; 1927, Heft 1 u. 22; ferner „Zeitschriftenschau f. d. gesamte Bauingenieurwesen“, Eisenbau, allgemeines: IXa 60 u. 61. Die Schriftleitung.

gibt einen einwandfreien, sicheren Anhalt, wo die Verbesserungsmöglichkeiten liegen. Die auf Gefühlswerten beruhenden Schätzungen werden stets unsicher bleiben, sie können nicht zum sicheren Erfolg führen. Derartige Untersuchungen und Aufzeichnungen können, wenn sie auf Einzelheiten ausgedehnt werden, zur Vereinfachung und Verbesserung der auf den Baustellen herzustellenden Anschlüsse führen. Bedingung ist, daß die Führung der Baustellen nicht den Richtmeistern allein unterstellt, sondern gut geschulten Ingenieuren, die einen ausgeprägten Sinn für wirtschaftliche Forderungen und ausreichende konstruktive Erfahrungen besitzen, anvertraut wird. Den Richtmeistern fehlt in den allermeisten Fällen die erforderliche Überlegung, sie sind durch den Gang ihrer Ausbildung mehr oder weniger nur auf die handwerksmäßige Tätigkeit eingestellt.

Mit der Aufstellung des Entwurfes eines Bauwerks muß gleichzeitig der Aufstellungsplan bedacht werden, bei größeren Bauwerken ist dies unbedingt notwendig; es ist zweckmäßig, im Einzelfalle zu prüfen, welche Arbeitsweise auf der Baustelle zu den niedrigsten Lohnausgaben führt. Müssen Gerüste zur Verwendung kommen, so spielen deren Umfang und Kosten eine ausschlaggebende Rolle; es sind nötigenfalls Vergleichsberechnungen anzustellen, um die wirtschaftlichste Lösung zu finden.

Die planmäßige Vorbereitung der Baustellen soll sich nicht nur auf die Bereitstellung der Werkzeuge und Hebezeuge beschränken, sie muß den Umfang der Baustelleneinrichtung sorgfältig bemessen; ein Zuviel ist hier von ebenso großem Übel wie ein Zuwenig. Die Einrichtung und Anordnung der Lagerplätze, die Art der zu verwendenden Abladevorrichtungen, die Fördermittel sind der Größe des Bauwerks anzupassen; es ist sorgfältig zu erwägen, ob sich maschinell betriebene Anlagen, deren Aufstellung und Inbetriebsetzung einen bestimmten Aufwand erfordern, bezahlt machen. Nicht immer wird dies der Fall sein. Es ist zu untersuchen, welche Hebevorrichtungen bei den gegebenen Verhältnissen am zweckmäßigsten sind, an welchen Stellen sie während der Arbeit Aufstellung finden, welchen Weg sie im Verlauf der Arbeit nehmen sollen. Kurzum, alle Einzelheiten der Vorgänge sind vor dem Beginn der Arbeit eingehend zu überlegen, damit Überraschungen, die zu Zeitverlusten und damit zu unnötigen Kosten führen, vermieden werden. Für eine strenge Einhaltung des aufgestellten Planes ist Sorge zu tragen. Soweit erforderlich, sind die Fristen für die Ausführung der einzelnen Bauabschnitte festzulegen, um ein richtiges Zusammenarbeiten der Werkstatt und der Baustelle sicherzustellen.

Bei der konstruktiven Durchbildung der Einzelheiten ist darauf Rücksicht zu nehmen, daß die Anschlüsse und Stöße, die auf der Baustelle hergestellt werden müssen, einfache sind und dem Zusammenbau keine Schwierigkeiten bereiten. Die Teile, die zum Versand kommen, sollen möglichst umfangreich sein, um die Zahl der Verbindungen auf der Baustelle tunlichst einzuschränken; von der Möglichkeit, größere Teile der Bauwerke auf dem Boden zusammenzubauen und zu nieten und sie als Ganzes hochzuziehen und einzubauen, muß in weitgehendem Maße Gebrauch gemacht werden. Anderseits muß aber beachtet werden, daß dieser Vorteil nicht zur Verwendung schwerer und unhandlicher Hebezeuge führt, die die Ersparnis aus der geschilderten Arbeitsweise wieder aufhebt.

Von den Fortschritten der Hebezeugtechnik ist in jeder Weise Gebrauch zu machen, die Winden sind tunlichst maschinell zu betätigen, sei es durch Dampf oder elektrischen Strom. Eine sehr wirtschaftliche Antriebskraft wird, wenn nicht alles trügt, der Ölmotor bringen; sein geringes Gewicht, seine Freizügigkeit, seine niedrigen Betriebskosten und seine einfachen Handhabungen lassen ihn als ein sehr wertvolles Hilfsmittel erscheinen. In der letzten Zeit sind kleine Druckluftkompressoren mit Ölmotorantrieb auf den Markt gebracht worden, die es gestatten, Preßluftnietung auch bei Bauwerken von geringem Umfange zur Anwendung zu bringen und die Kosten für die Nietung herabzusetzen.

Für die nächste Zukunft wird das Hauptaugenmerk zunächst auf die planmäßige Überwachung der Kosten für die einzelnen Arbeitsvorgänge auf den Baustellen zu richten sein; ihre Ergebnisse werden mit Naturnotwendigkeit zur Verbesserung der Arbeitsverfahren und der für diese zu verwendenden Einrichtungen und Maschinen führen; damit wird der Verbilligung der Aufstellungskosten der Weg geebnet.

Die Möglichkeiten der Rationalisierung des Eisenbaues sind außerordentlich zahlreich; sie ergeben sich bei der Wahl der Baustoffe, bei der konstruktiven Durchbildung der Bauwerke, bei der Werkstatt- und Baustellenarbeit. Diese vielen Möglichkeiten in der richtigen Weise voll auszuschöpfen, ist beim Eisenbau mehr als auf anderen Gebieten der Technik eine Aufgabe des Ingenieurs; er ist zu ihrer Lösung nur dann befähigt, wenn er genügend wirtschaftlich geschult ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Wettbewerb zum Neubau der Hochzoller Straßenbrücke.

Von Dipl.-Ing. **Karl Knab,** Bauamtmann am Straßen- und Flußbauamt Augsburg, unter Mitwirkung von Regierungsbaumeister **Heinrich Hubinger,** Augsburg.

(Schluß aus Heft 36.)

3. Schwabenland (Abb. 10 bis 12). Als Zweigelenkbogen ausgebildete Vollwandbogenbrücke ohne Zwischenpfeiler, deren Tragwerk über der Fahrbahn liegt. Als Hauptträger dienen zwei vollwandige sichelförmige Blechbogen mit einer Stützweite von 83,2 m bei einem Pfeilverhältnis von 1/6,5. Die Gelenke liegen 1,2 m über HHW. Die Fahrbahn wird nur 0,6 m gegenüber dem alten Zustande gehoben; sie ist in Abständen von 5,2 m mit vollwandigen Hängepfosten an den kastenförmigen Hauptträgern aufgehängt. Die beiden Hauptträger sind über der Fahrbahn nur durch drei schmale Querriegel miteinander verbunden. Der Windverband ist in die untere Ebene der vollwandigen Fahrbahnträger verlegt. Die beiderseitigen Fußgängerwege sind auf Blechkonsolen ausgekragt. Baustoff in der Hauptsache Silizium-Baustahl. Die Brückenwiderlager mit 82 m l. W. sind in zwei Blöcke der Lage der Hauptträger entsprechend aufgelöst und werden in offener Baugrube mit Larssen-Spundwänden auf Flinzletten gegründet. Das bindende Angebot beläuft sich bei einem Eisenbedarf von 540 t auf rd. 627 000 R.-M.

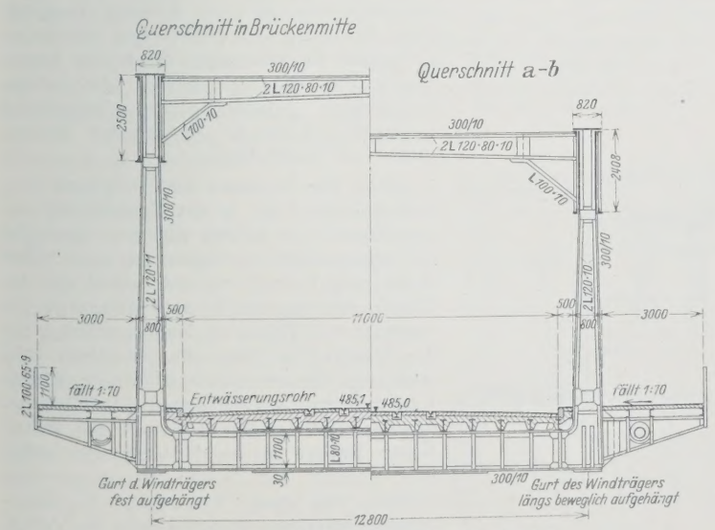


Abb. 12a. Kennwort: „Schwabenland".

Nach dem Urteil des Preisgerichtes ist der Entwurf vom architektonischen Standpunkte aus an und für sich wohl befriedigend, nicht jedoch im Zusammenwirken mit der bestehenden Eisenbahnbrücke (Abb. 3), die gleichfalls eine bogenförmige Tragkonstruktion über der Fahrbahn aufweist.

b) Massive Brücken.

Die sämtlichen preisgekrönten und angekauften Massiv-Brückenentwürfe überspannen den Fluß mit einem Bogen. Die Stirnmauern der Gewölbe sind vollwandig. Mit einer Ausnahme sind Dreigelenkbogenkonstruktionen vorgesehen.

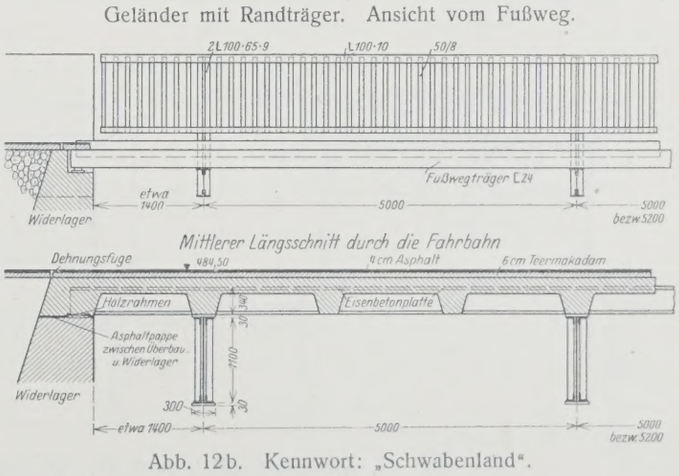


Abb. 12b. Kennwort: „Schwabenland".

breite durchlaufenden Gegengewicht zusammengefaßt. Die konstruktive Anordnung (Auskragung der Widerlager um 5 m und der Tragrippen um 9 m über die Kämpfergelenke hinaus) ermöglichen die in Abb. 14 ersichtliche günstige Widerlagerausbildung.

Für die Ausführung werden zwei Vorschläge gemacht:

Vorschlag 1. Die Tragkonstruktion ist in sechs Tragrippen aufgelöst, die beiden Tragrippen unter den Gehwegrandsteinen sind als Melanträger, die zwei inneren und die beiden Randträger mit schlaffer Bewehrung ausgebildet. Die bis zur Fahrbahnkonstruktion reichenden Tragbogen sind seitlich durch Zwischenwände gegeneinander versteift.

Die Bauausführung ist in der Weise gedacht, daß zuerst die beiden Melanträger hergestellt werden, wobei einfache

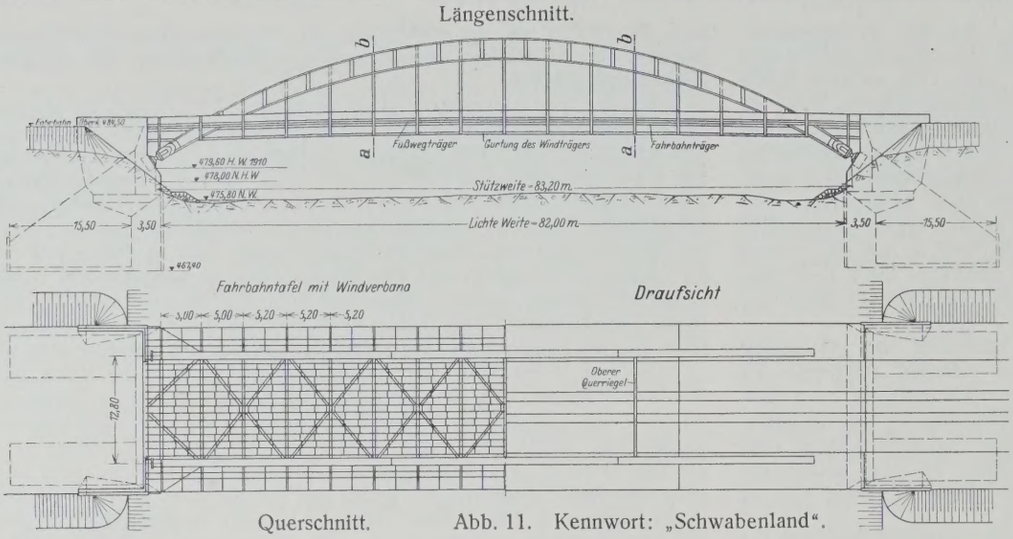


Abb. 11. Kennwort: „Schwabenland".

1. Freie Sicht II (Abb. 13 bis 17). Ein Dreigelenkbogen mit 1/11 Pfeilverhältnis. Der Brückenscheitel wird um 3 m gehoben, während die Kämpfer um 2 m ins HW eintauchen. Die beiden Widerlager sind in dem Maße ausgekragt, daß die Gelenke über HW liegen und die Bogenspannweite auf 73,5 m ermäßigt wird. Das Gewölbe ist in Tragrippen aufgelöst. Die Tragrippen sind in entgegengesetzter Richtung über die Kämpfergelenke hinaus ausgekragt und zu einem auf die ganze Brücken-

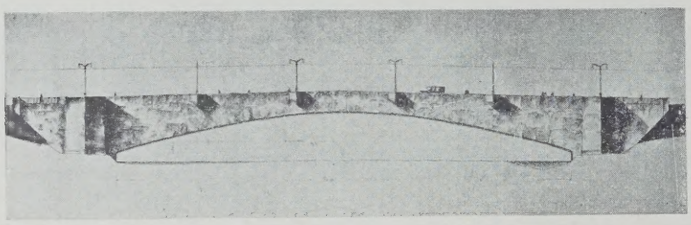


Abb. 13. Kennwort: „Freie Sicht II".

Abb. 10. Kennwort: „Schwabenland".

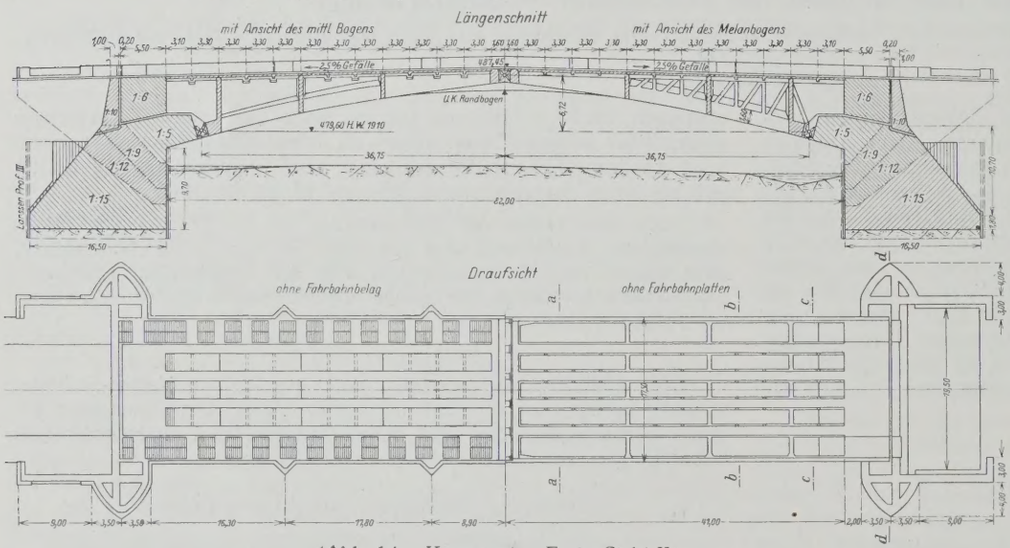


Abb. 14. Kennwort: „Freie Sicht II".

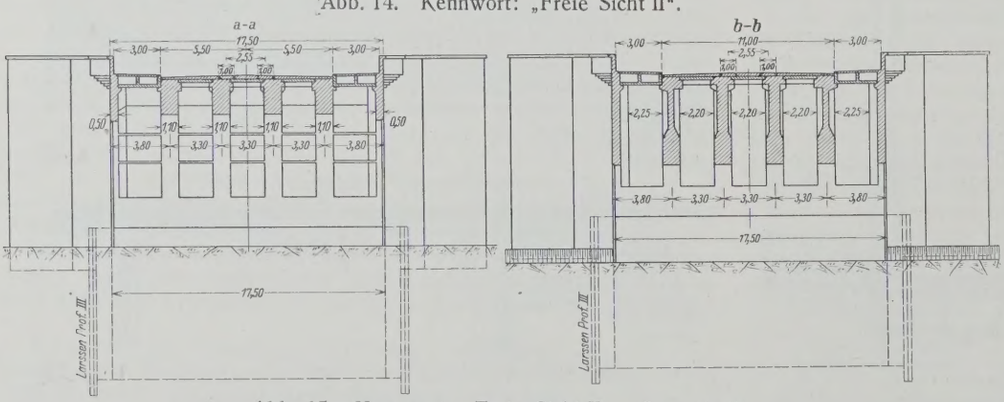


Abb. 15. Kennwort: „Freie Sicht II". Querschnitt.

Gerüste für die Aufstellung der Eisenkonstruktion auf kurze Zeit nötig werden, während die Schalung für die Ausbetonierung an das Eisengerüst der Träger selbst angehängt wird. Die Betonierung eines Melanbogens geschieht in einem ununterbrochenen Arbeitsgang innerhalb 24 Stunden, ist also beendet, ehe die Erhärtung des Betons einsetzt. Hierdurch wird erreicht, daß die steife Bewehrung auf die einfachste Weise eine Vorspannung bekommt, die von der Aufnahme des vollen Eigengewichtes des Bogens herrührt, während der Beton von einer solchen verschont bleibt. Die Festigkeit des Betons kann im Verbundkörper voll zur Wirkung kommen. Nach Erhärtung der Melanbogen werden in getrennten Bauabschnitten die beiden Innenträger und dann gleichzeitig die beiden Außenträger betoniert. Die Melanträger tragen das Gerüst für die Arbeiten an den Innen- und Außenträgern.

Von dem Verfasser wird auch noch eine andere Reihenfolge in der Betonierung vorgeschlagen. Es werden zuerst nacheinander die beiden mittleren Bogen, die nur schlaffe Bewehrung haben, betoniert, wobei nur die Eisenkonstruktion der zwei in Melanbauweise vorgesehenen Bogen als Tragkonstruktion für die Schalung in Anspruch genommen wird und nicht der verhältnismäßig noch frische Verbundkörper wie im ersten Fall. Nach Erhärtung und Ausrüstung der beiden Innenbogen werden die zwei Melanbogen selbst und endlich die beiden Randbogen betoniert. Mit dieser Reihenfolge des Betonierungsvorganges wird weiterhin der Vorteil erzielt, daß die beiden Innenbogen als

Betonier- und Fahrgerüst Verwendung finden können.

Vorschlag 2 sieht von der gemischten Bauweise mit steifer und schlaffer Bewehrung ab und bewehrt sämtliche Bogenrippen einheitlich mit schlaffen Eiseneinlagen unter Benutzung eines Lehrgerüstes.

Das Fachwerk der Melanbogen besteht aus St 48; der Beton in den Bogen wird mit Doppelzement ausgeführt und bis zu 70 kg/cm² im Verbund beansprucht. An den Scheitelgelenken sind die Auflagerdrücke von 100 kg/cm², an den Kämpfergelenken dagegen mit Rücksicht auf die exzentrische Lage der Gelenke an den Widerlagerkragarmen nur solche von 70 kg/cm² zugelassen. Zur sicheren Drucküber tragung an den Scheitel und Kämpfergelenken sind engmaschige Druckverteilungskörper, sogenannte Druckhäupter, vorgesehen.

Ein Wahlvorschlag verbessert die stark exzentrische Lage der Kämpfergelenke an den Kragarmen.

Die beiden Widerlager erhalten bei einem Schub aus Eigengewicht von 4647 t eine Länge von je 16,5 m; die Endresultierende fällt mit einem Winkel von 17,5 ° gegen das Lot ein.

Die Widerlager sollen mit Rücksicht auf die großen Abmessungen der Baugrube in drei Abschnitten senkrecht zur Flußrichtung in offener Baugrube zwischen Eisenspundwänden unter Wasserhaltung auf beiden Flußufern gleichzeitig auf Flinzletten gegründet werden.

Das bindende Angebot lautet für Vorschlag 1 auf 960 000 R.-M., für Vorschlag 2 auf 888 000 R.-M.

Architektonisch ist die Lösung klar und kraftvoll. Die kräftigen Massen bringen einen wünschenswerten Gegensatz zu der durchbrochenen Konstruktion der Eisenbahnbrücke. Die Auskragungen für die Leitungsmaste tragen zur Belebung bei und sind zur maßstäblichen Beurteilung des Bauwerks wertvoll.

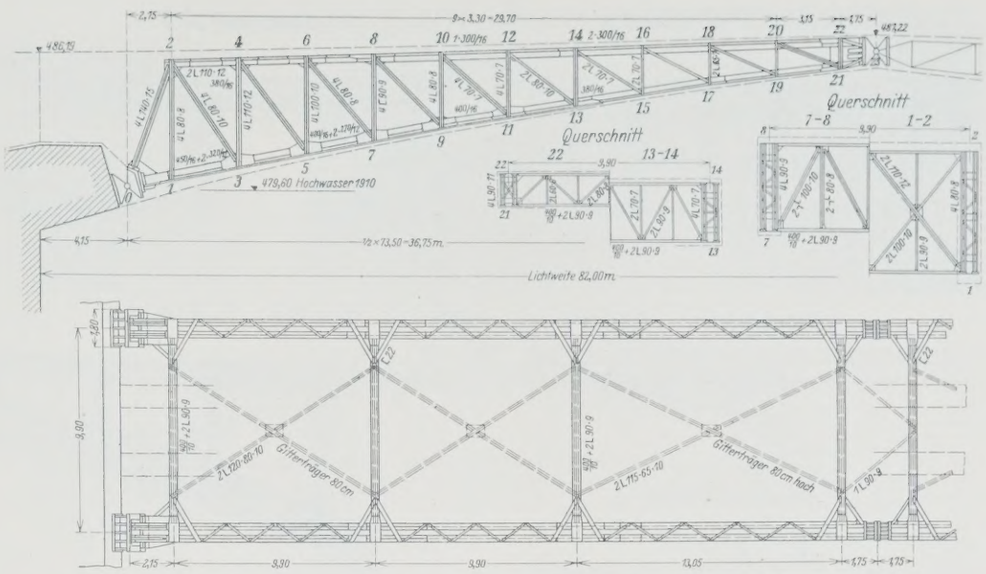


Abb. 16. Kennwort: „Freie Sicht II". Eisenkonstruktion für den Melanbogen.

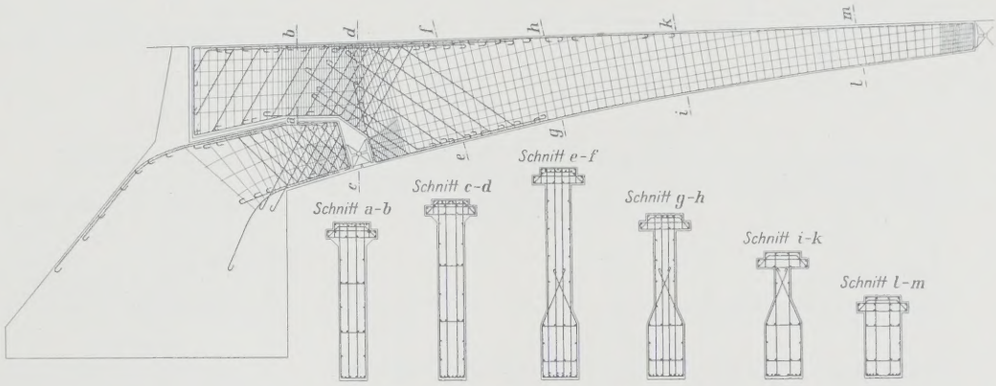


Abb. 17. Kennwort: „Freie Sicht II".
Rundeisenbewehrung eines Innenbogens und des Widerlagers.

2. Weiß und Blau (Abb. 18 bis 21). Ein Dreigelenkbogen mit 1/10 Pfeilverhältnis. Die Fahrbahn in Brückenmitte wird gleichfalls um 3 m gehoben, die Kämpfer und Gelenke tauchen 2 m ins HW ein. Das Gewölbe ist nicht wie bei dem vorhergehenden Entwurf in Tragrippen, sondern in einen Querschnitt mit kastenförmigen Zellen aufgelöst. Das auf 14,5 m Breite durchlaufende Kastengewölbe besteht aus einer unteren und oberen durchgehenden Druckplatte, die mit Stegen und Querrippen miteinander verbunden sind. Das gewählte Bogensystem erreicht bei großer Gewichtsverminderung eine hohe Steifigkeit in der Längs- und Querrichtung. In sämtlichen Kastenquerschnitten sind nur Druckspannungen, die ohne Berücksichtigung der Eisen 60 kg/cm² nicht überschreiten. Die vorgesehene Eisenbewehrung des Kastengewölbes dient daher nur als Sicherheitsbewehrung mit Rücksicht auf das Ausrüsten des Gewölbes und um ein einwandfreies Zusammenwirken zwischen den Druckplatten und Stegen zu gewährleisten. Die Verfasser führen im Erläuterungsbericht mit Recht aus, daß „die vorgesehene aufgelöste Konstruktion des Gewölbes die folgerichtige wirtschaftliche und konstruktive Weiterbildung der neueren Eisenbetonbauweise" darstellt.

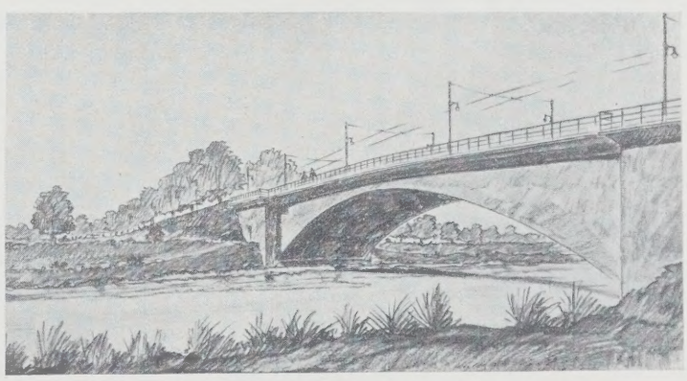


Abb. 18. Kennwort: „Weiß und Blau".

Besonders bemerkenswert ist an der Querschnittsdurchbildung die unmittelbare Aufnahme der Straßenbahnverkehrslasten durch Längsträger und die Anordnung der Leitungskanäle, die sich ohne Zwang aus der Konstruktion des Überbaues selbst ergeben. Die Gehwege kragen zur Hälfte über die Gewölbestirnwand aus. Der Beton wird im Gewölbe bei Verwendung von hochwertigem Zement bis zu 60 kg/cm² beansprucht. An den Gelenkplatten werden Betonpressungen von 100 kg/cm² zugelassen.

Die Widerlager sind massiv ausgebildet und in normaler Bauweise auf Flinzletten gegründet. Sie erhalten bei einem Schub

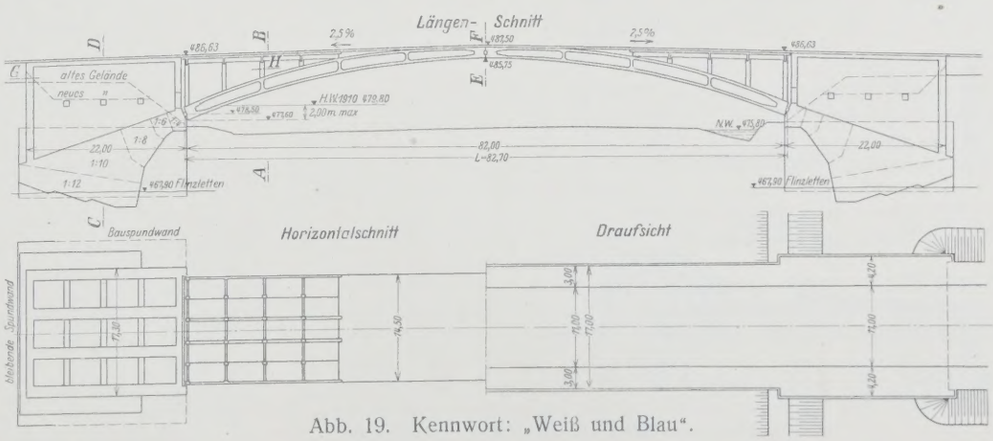


Abb. 19. Kennwort: „Weiß und Blau".

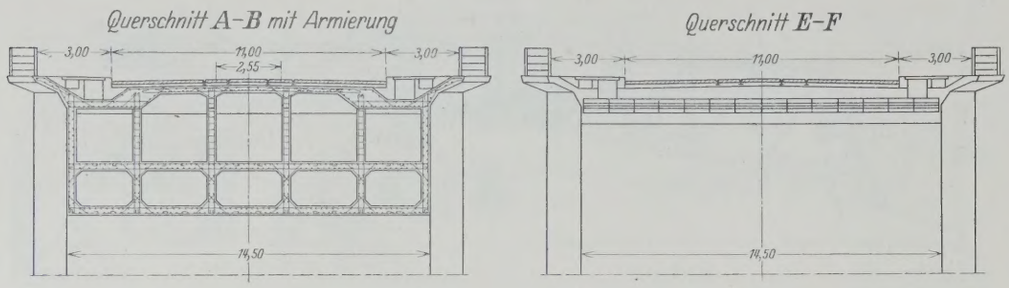
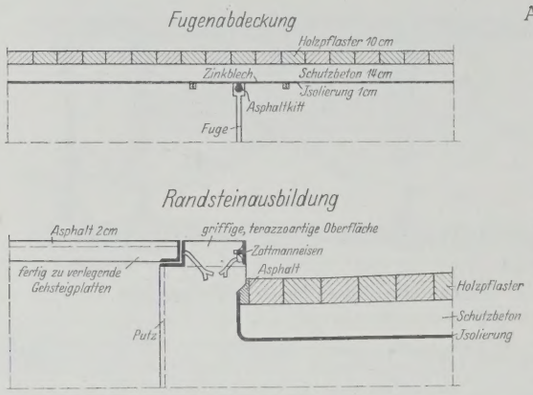


Abb. 20. Kennwort: „Weiß und Blau".



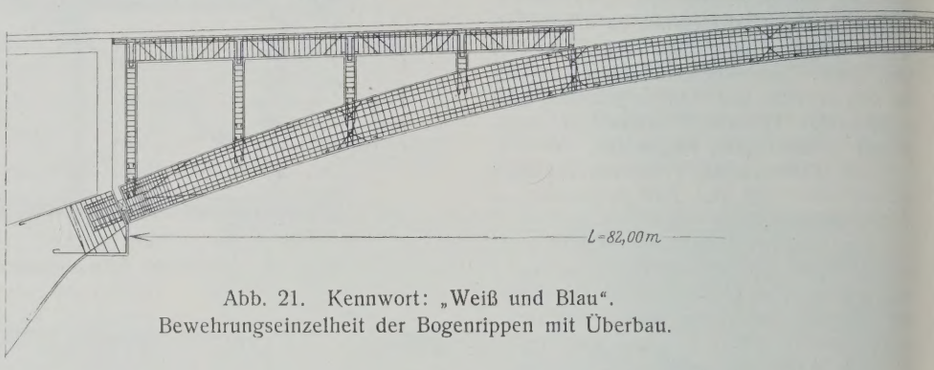


Abb. 21. Kennwort: „Weiß und Blau".
Bewehrungseinzelheit der Bogenrippen mit Überbau.

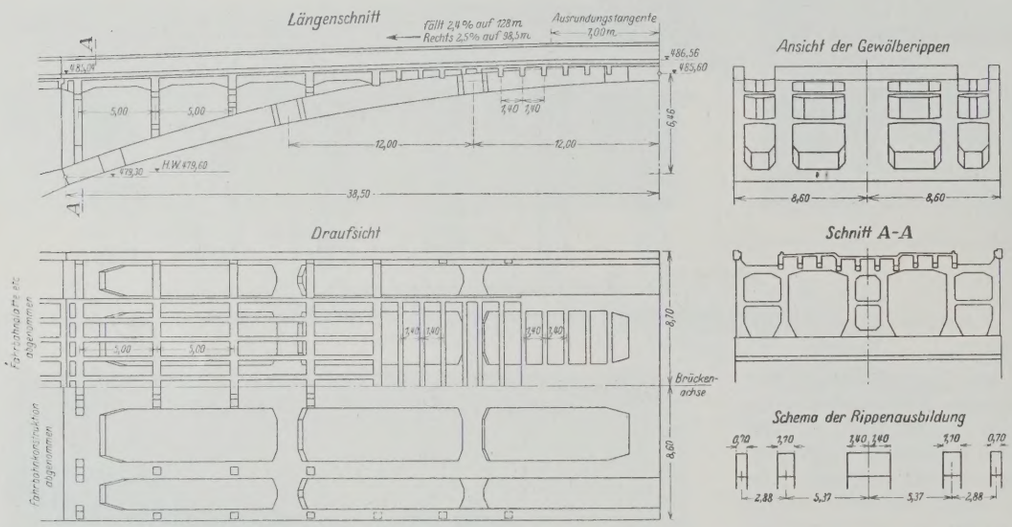


Abb. 23. Kennwort: „Lechbogen".

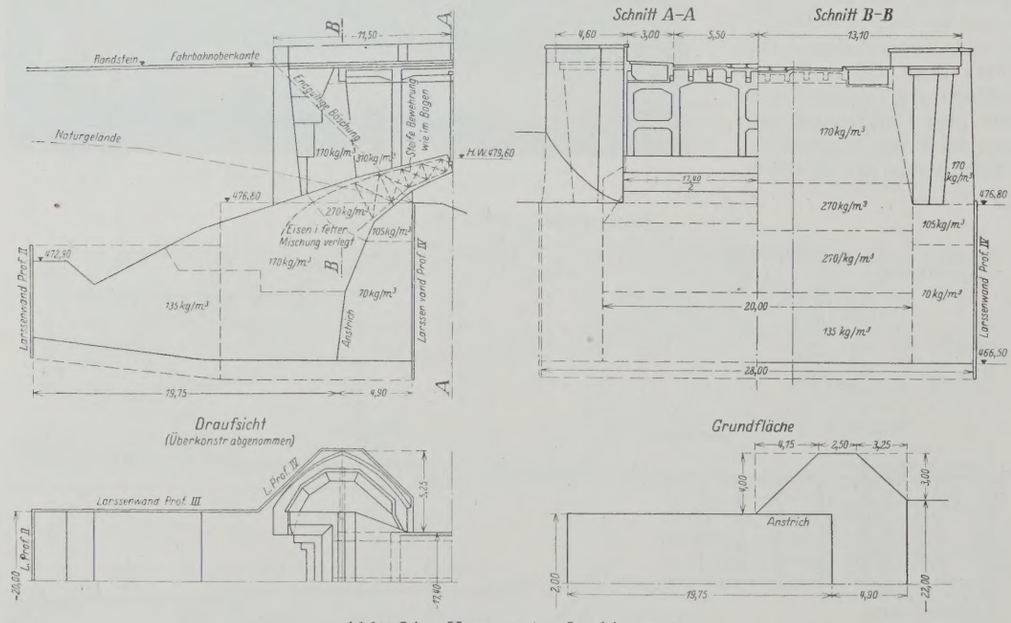


Abb. 24. Kennwort: „Lechbogen".

aus Eigengewicht von 5620 t eine Länge von je 16 m. Die Endresultierende schließt mit dem Lot einen Winkel von 17 ° ein und steht auf der im Flinz einwandfrei auszuführenden Bodenfuge senkrecht. Um die höchstzulässige Bodenpressung nicht zu überschreiten, sind die Widerlager nicht voll hinterfüllt, sondern in aufgelöster Bauweise mit Betonlängswänden und quergespannter Fahrbahnplatte überbaut, so daß über den Widerlagern Hohlräume entstehen. Die Kämpfergelenkfugen sind von diesen Hohlräumen aus zugänglich gemacht. Auch gestatten diese Hohlräume ohne besondere Maßnahmen die Durchführung etwaiger Uferstraßen.

Beachtenswert hinsichtlich der baukünstlerischen Ausbildung ist der Gedanke, die beiden Widerlagerkörper in ihrer ganzen Masse dem Auge zu vergegenwärtigen dadurch, daß die Widerlagerflügel voll in Erscheinung treten und nicht durch angefüllte Erdböschungen verdeckt werden. Damit wird der leichte Eindruck des Bogens noch gesteigert. Bausumme 760 000 R.-M.

3. Lechbogen (Abb. 22 bis 24). Ein Dreigelenkbogen mit 1/11,9 Pfeilverhältnis. Die Fahrbahn in Brückenmitte wird gegenüber der alten Straßenbrücke nur um 2 m (statt 3 m) gehoben. Die Widerlager sind ähnlich wie bei dem Entwurf mit dem Kennwort: „Freie Sicht II" ausgekragt. Die Kämpfergelenke liegen fast hochwasserfrei.

Das Brückengewölbe ist in drei Hauptrippen unter der Fahrbahn und zwei Nebenrippen unter den Gehsteigen aufgelöst. Alle Rippenbogen erhalten steife, freitragende Bewehrung bei vollständiger Anhängung der Schalung (Melanbauweise). Die Anordnung und Bemessung der Rippen ist in der Breitenrichtung so getroffen, daß sie bei Vollast gleich beansprucht werden. Dabei beträgt die Gesamtbreite der einzelnen Tragrippen 1/2,6 der nutzbaren Brückenbreite.

Die Rippenbogen sind durch ebenfalls steif bewehrte Querträger ausgesteift.

Jede Gewölberippe erhält zwei bis vier eiserne Gitterträger, die das Eigengewicht des Gewölbes aufzunehmen haben. Die Gitterbogen, die außer der steifen Bewehrung noch eine umhüllende schlaffe Bewehrung erhalten sollen, sind knicksicher ausgebildet. Anschluß der Bogenrippen an die Gelenke mit kräftigen Druckhäuptern.

Als Baustoffe kommen Normalzement und für die steife Bewehrung St 48 zur Verwendung. Der Beton wird im Gewölbe mit 70 kg/cm², in der Fahrbahn und in den Säulen mit 45 bezw. 40 kg/cm² beansprucht. Die Beanspruchung der steifen Bewehrung mit 2000 kg/cm² ist sehr hoch.

Die Fahrbahn ruht auf einer Eisenbetonplatte mit Eisenbetonlängs- und -quer-

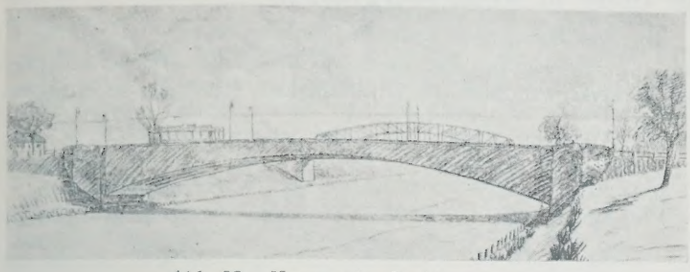


Abb. 22. Kennwort: „Lechbogen".

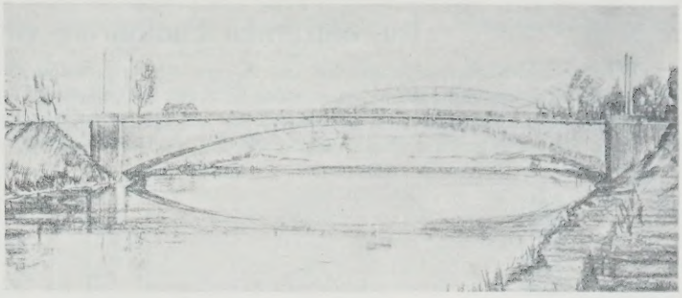


Abb. 25. Kennwort: „Beton und Eisen".

trägern und ist unmittelbar oder mit Eisenbetonrahmen auf die Bogenträger abgestützt.

Der Horizontalschub aus dem Eigengewicht des ganzen Bauwerks beträgt 5068 t.

Die 19,75 m langen Widerlager werden auf Flinz mit Larssen-Spundwänden unter Wasserhaltung gegründet. Die Endresultierende schließt mit dem Lot einen Winkel von 17° ein. Das bindende Angebot beträgt 807000 R.-M.

4. Beton und Eisen (Abb. 25 bis 27). Ein Zweigelenkbogen mit 1/11 Pfeilverhältnis und steifer Bewehrung nach Bauweise Oberbaurat Dr. Emperger, Wien. Die Brückenfahrbahn wird im Scheitel um 2,85 m gehoben. Die Widerlager sind um 2 m ausgekragt, so daß sich die Bogenspannweite auf 78 m ermäßigt. Die Kämpfergelenke liegen hochwasserfrei. Das Gewölbe mit einer Scheitelstärke von 1,30 m wird in vier Rippen für die Fahrbahn und in vier weitere Rippen für die beiderseitigen Fußwege aufgelöst. Die Rippen werden aus umschnürtem Beton hergestellt und erhalten als steife Bewehrung selbsttragende Eisenbogen, die als Dreigelenkbogen konstruiert sind. Die Scheitelgelenke dienen dabei nur als behelfsmäßige Einrichtung, um mit ihrer Hilfe die Lage der steifen Bewehrung zur Schalung regeln zu können. Nach Durchführung einer teilweisen Vorbelastung mit Kies sowie nach Betonierung und Ausrüstung der Bogen werden die Scheitelgelenke geschlossen, die Dreigelenkbogen somit in Zweigelenkbogen umgewandelt.

Die Fahrbahnkonstruktion ist von dem Tragwerk der Gehwege vollständig getrennt, und zwar mit Rücksicht auf die verschiedene Beeinflussung der Randbogen gegenüber dem mittleren Teile der Brücke durch Sonnenstrahlung, Schlagregen, kalten Wind usw.

Für die Bauausführung wird ein leichtes Lehrgerüst mit nur drei Pfahlgruppen im ganzen Einbauquerschnitt verwendet, das zunächst als Montagegerüst für die steife Bewehrung dient. Über den Pfahlgruppen wird die Schalung zum Betonieren der Bogen unmittelbar auf die Jochpfähle abgestützt; zwischen den Jochen sollen die fertiggestellten Eisenbogen die Betonschalung selbst tragen. Die Schalung ist somit nur teilweise an die steife Bewehrung angehängt. Die Betonmasse eines Fußwegbogens beträgt 70 m³; jeder Mittelbogen enthält 112 m³ Beton. Die Herstellung jeder Rippe kann in einem Arbeitsvorgang bewältigt werden.

Im ersten Bauabschnitt sollen die beiden Tragrippen eines Fußgängerweges unter Benutzung einer in Brückenmitte verlegten Förderbahn hergestellt werden. Nach Betonierung und Erhärtung der selbsttragenden Bogen des ersten Fußweges werden in einem zweiten Bauabschnitt die Tragbogen des zweiten Fußgängerweges unter Wiederverwendung der Schalung des ersten Fußweges und gleichzeitig der Überbau auf dem Tragwerk des ersten Fußgängerweges hergestellt. Die Materialbahn wird von der Brückenmitte auf den fertigen ersten Fußsteig verlegt. Der dritte Bauabschnitt bringt die Ausführung des Überbaues am zweiten Fußgängerweg, die Schalung für die Tragbogen der einen Fahrbahnhälfte, die Kiesbelastung und die Betonierung der letzteren. Nach Vollendung der Bogen der einen Fahrbahnhälfte werden in einem vierten Bauabschnitt die anderen Fahrbahnbogen anschließend fertiggestellt. Im letzten Bauabschnitt wird der Überbau der Fahrbahnbogen ausgeführt.

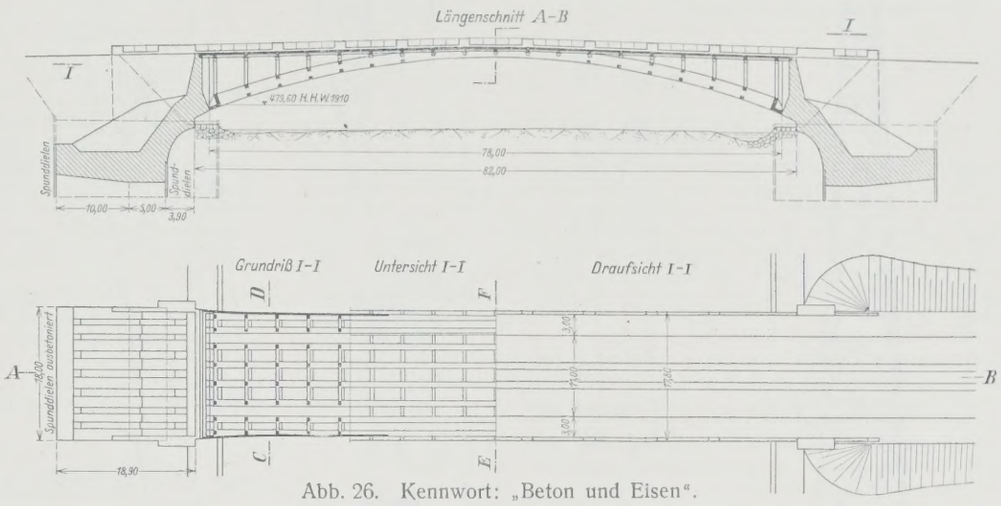


Abb. 26. Kennwort: „Beton und Eisen".

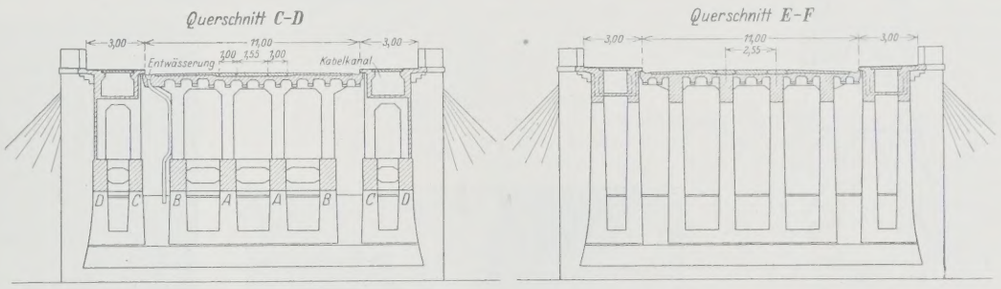


Abb. 27a. Kennwort: „Beton und Eisen".

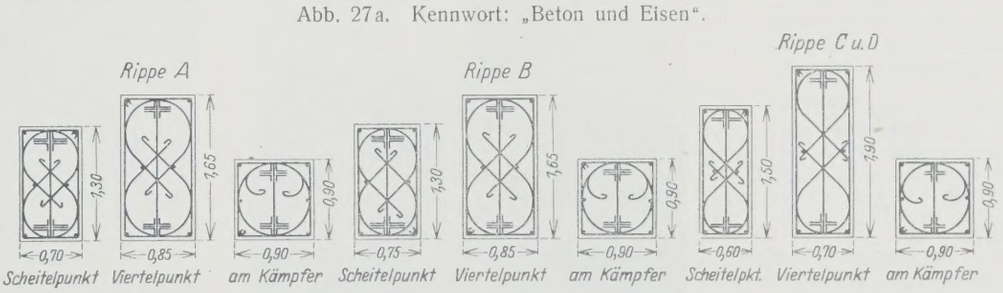


Abb. 27b. Kennwort: „Beton und Eisen". Bogenquerschnitte.

Die vorgesehene Art der Betonumschnürung mit einseitig offenen Umschnürungsringen ist aus Abb. 27 zu ersehen.

Der Schub aus Eigengewicht beträgt 4082 t. Die 15 m langen Widerlager gehen auf die ganze Brückenbreite durch und sind in Rippen aufgelöst; sie werden in offener Baugrube mit Larssen-Spundwänden unter Wasserhaltung auf Flinzletten gegründet. Die Endresultierende schließt mit dem Lot einen Winkel von 29° ein. Das Bauwerk erscheint gegen Gleiten nicht ausreichend gesichert.

Als Baustoffe werden für die steife Bewehrung St 48, für die Betonbereitung Normalzement verwendet. Die Beanspruchung der Baustoffe bleibt innerhalb der zulässigen Grenzen.

Als Wahlentwürfe werden ein eingespannter Bogen mit Gußeisenbewehrung unter Beibehaltung der Hauptabmessungen des vorstehenden Entwurfes und ein solcher unter Ermäßigung der Fahrbahnhebung im Brückenscheitel auf nur 2 m behandelt.

Das bindende Angebot beträgt rd. 590000 R.-M. — Zur Erlangung eines baureifen Ausführungsentwurfes auf der Grundlage der Vorentwürfe wird voraussichtlich ein engerer Wettbewerb veranstaltet.

Alle Rechte vorbehalten.

Die hölzernen Funktürme von 80 m Höhe in Königsberg i. Pr.

Aus funktechnischen Gründen hat das R. T. A. für den neuen Rundfunksender in Königsberg i. Pr. versuchsweise hölzerne, statt eiserner Türme in diesem Jahre errichten lassen, die bei der beträchtlichen Höhe von 80 m an sich eine gewisse Beachtung verdienen, abgesehen davon, daß in Deutschland derartige Bauwerke m. W. noch nicht vorhanden sind.[1])

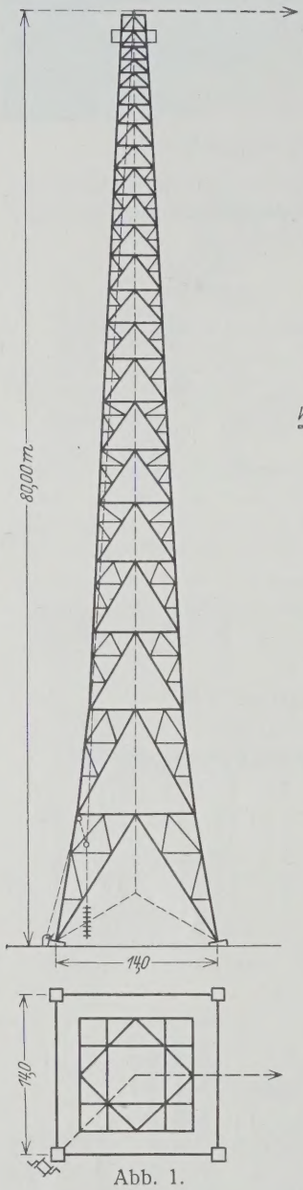


Abb. 1.

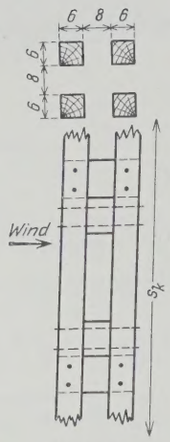


Abb. 2.

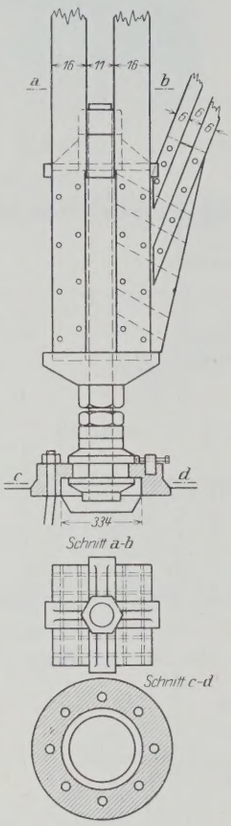


Abb. 4a.

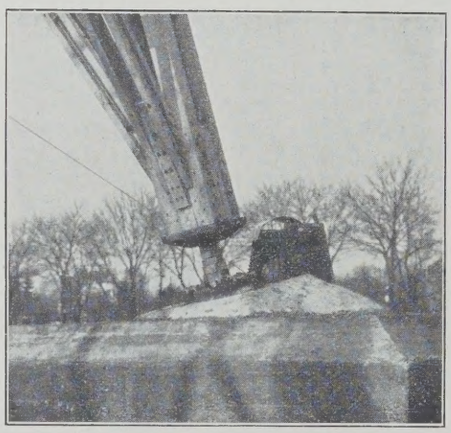


Abb. 4b.

Für diese außergewöhnliche Holzkonstruktion hat aus wirtschaftlichen Gründen die Meltzer-Bauweise der Fa. P. Meltzer, Darmstadt, die auch sonst im Mast- und Hallenbau sich bewährt hat entsprechend dem Fachwerksystem nach Abb. 1 den Vorzug erhalten.

Als Windbelastung war auch hier, wie bei den eisernen Funktürmen, $200 + 100 = 300$ kg/m², gleichmäßig verteilt auf die tatsächliche Fläche, zugrunde gelegt. Allerdings hat der Verfasser bei der baupolizeilichen Prüfung verlangt, daß mit Rücksicht auf die geringe Entfernung der Einzelprofile und der Bindehölzer wie bei Gitterstäben im Eisenbau bei sämtlichen Baugliedern die volle Vorderfläche in Rechnung gesetzt wird, daß z. B. für einen Stab nach Abb. 2 die vom Winde getroffene Fläche zu $(0{,}06 + 0{,}08 + 0{,}06) \cdot s_k = 0{,}2\, s_k$ statt $0{,}12\, s_k$ gerechnet wird. Der Einfallwinkel des Windes auf die Stäbe der wagerechten Versteifungsböden und der zur Verkleinerung der Knicklängen im Raume erforderlichen Aussteifungen wurde hierbei berücksichtigt. Als Antennenzug waren 1000 kg angesetzt.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 2, S. 31; Heft 26, S. 378.
Die Schriftleitung.

Für diese Belastungen waren die Beanspruchungen $\sigma_{d\,zul} = 60$ kg/cm² und $\sigma_{z\,zul} = 100$ kg/cm² als zulässig erachtet worden. Bei der Bedeutung des Bauwerks war zehnfache Knicksicherheit nach Euler nachzuweisen.

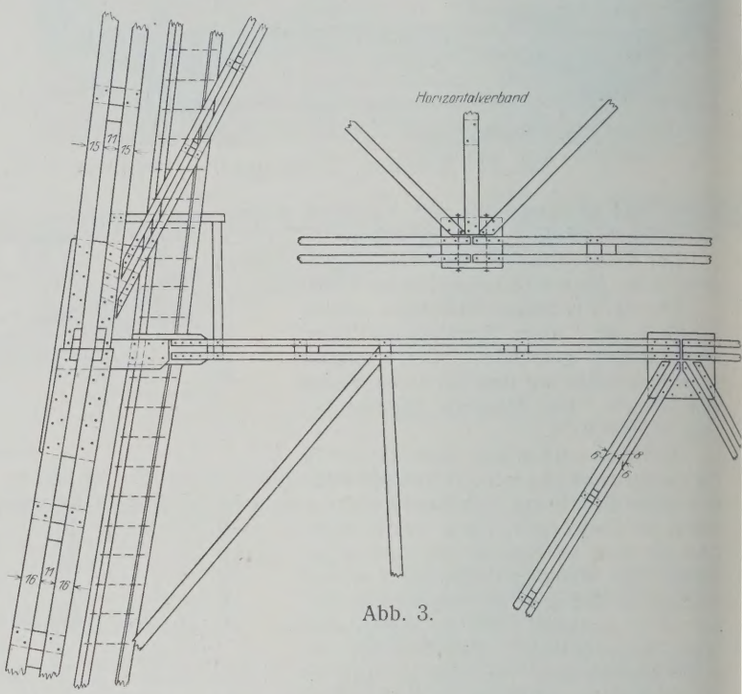


Abb. 3.

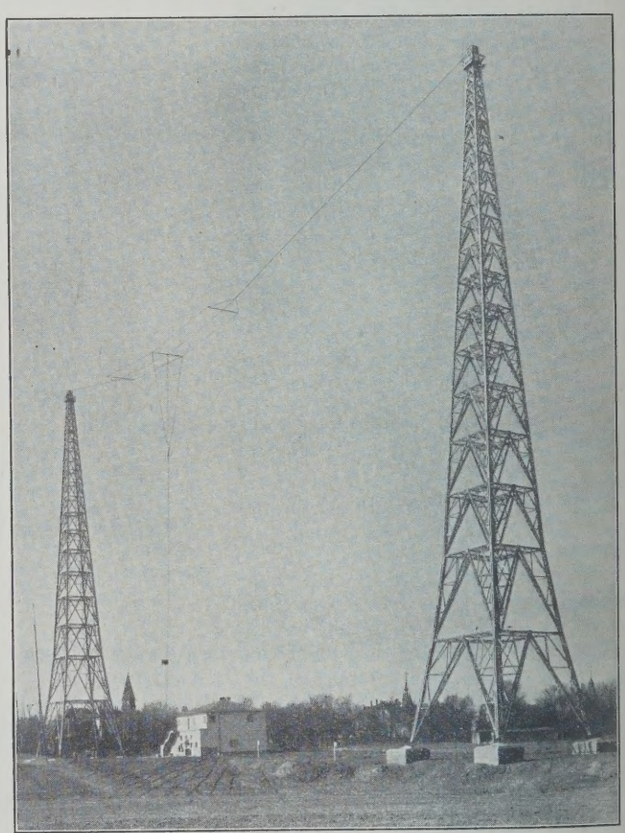


Abb. 5.

Die Gesamtstäbe wurden so bemessen, daß auch die Einzelstäbe selbst bei ungleicher Kraftübertragung die gleiche Sicherheit hatten.

Die Ausbildung der Knotenpunkte an sich wie der mittige Kraftanschluß der Füllstäbe verursachte bei dieser Bauweise keine besondere Schwierigkeiten, wie Abb. 3 zeigt. Die Anzahl der Dübel, die die Kräfte auf das Knotenholz (Hartholz) übertragen, wurde so bestimmt, daß der Lochleibungsdruck 80 kg/cm² nicht überschritten wurde. Für ihre Entfernung war eine Scherbeanspruchung von 10 kg/cm² maßgebend. Es waren Dübel von 10 und 17 mm Durchm. verwendet worden.

Die größte Zug- bezw. Druckkraft am Mastfuß beträgt rd. 44 t bezw. 59 t. Insgesamt ist ein wagerechter Schub von 41 t auf die Fundamente zu übertragen, und zwar wurde verlangt, daß bei den schlechten Bodenverhältnissen ein Fundament $\frac{41}{2} = 20{,}5$ t statt $\frac{41}{4} = 10{,}25$ t aufzunehmen hat. Aus gleichen Gründen war bei der notwendig gewordenen Pfahlfundierung verlangt worden, daß zu diesem Zweck einige Betonpfähle schräg gerammt wurden, wenn auch dadurch die Ausführung sich verteuerte.

Um Zusatzspannungen in der Holzkonstruktion infolge ungleichmäßigen Setzens der einzelnen vier Fundamente zu vermeiden, erschien es zweckmäßig, unter den Fußpunkten, wie aus Abb. 4a und 4b ersichtlich ist, eine Stellvorrichtung einzubauen, die es ermöglicht, senkrechte und wagerechte Verschiebungen in gewissen Grenzen auszugleichen.

Auch bei diesen Funktürmen war wie bei den eisernen, die in der „Bautechnik“ 1927, Heft 2 behandelt sind, eine zweifache Sicherheit der Fundamente gegen Abheben verlangt.

Abb. 5 zeigt die bereits im Betriebe stehenden Türme, die nun in der stürmischen Gegend beweisen werden, ob die angenommenen Windlasten genügen und ob die Windstöße auf die elastische Nachgiebigkeit der Holzkonstruktion nachteilige Folgen haben, oder ob es notwendig ist, daß nur 15 m hohe Maste, als freistehend berechnet, im Gegensatz zu den vor zwei Jahren auf dem Flugplatz Berlin-Tempelhof von derselben Firma erbauten 45 m hohen Funktürmen auf Verlangen der Baupolizei durch vier Seile verankert werden müssen. Jedenfalls haben ähnliche Türme, die die genannte Firma seit 6 bis 12 Jahren in Höhen von 45 bis 60 m auf den verschiedenen Flugplätzen, z. B. in Hamburg, München, Oberwiesenfeld usw. errichtet hat, sich als durchaus standsicher erwiesen.

Gießbach, Regierungsbaumeister.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 24. August ausgegebene Heft 16 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Architekt BDA. DWB. Otto Wilh. Wulle: Neue Dresdener Ausstellungsbauten. — Regierungsbaumeister Architekt BDA. Ernst Stahl: Villa Bonse, Straelen. — Dr. med. Max Grünewald: Die neuen Dortmunder Schwimmbahnen „Hardenberg“ und „Volkspark“. — Dr. P. Martell: Über Steinkitte.

Königinbrücke in Rotterdam. Die im Zuge der van der Takstraat zu errichtende neue Doppelklappbrücke über die Maas (sogen. Königinbrücke) in Rotterdam[1]) (Abb. 1 u. 2), deren Ausführung den Vereinigten Stahlwerken A.-G., Abt. Dortmunder Union, in Dortmund, als Generalunternehmer übertragen worden ist und deren maschineller Antrieb nach einem Wahlvorschlage der Freund-Starkehoffmann-Maschinen A.-G., Berlin, von dieser geliefert wird, hat $2 \times 29{,}25$ m Stützweite, bei einer Schiffsdurchfahrtbreite zwischen den Scheuerleisten von 50 m, und eine Gesamtbreite von etwa 27 m. Jede Klappe dreht um eine feste Drehachse. Als Hauptträger sind über die Fahrbahn ragende Fachwerkträger mit wagerechtem Untergurt und nach der Strommitte hin abfallendem Obergurt gewählt. Die landseitigen Enden der Hauptträger sind als Sektoren ausgebildet, wobei der Obergurt die durch den für die Bewegung erforderlichen Zahnkranz bedingte kreisförmige Gestalt erhält. In ihrem höchsten Punkte sind die Hauptträger durch ein Portal gegeneinander versteift; von der Anordnung eines oberen Windverbandes ist abgesehen. Die Hauptträger sind als Kragträger berechnet, deren positive Auflager die Drehachsen bilden, und die sich im Verkehrszustande mit ihrem landseitigen Ende gegen negative Auflager im Klappenkeller stützen; die freien Klappenenden werden in der Verkehrslage durch Riegel miteinander verbunden, die aber nur für die dort auftretenden Querkräfte, nicht aber für die Übertragung des in Brückenmitte auftretenden Momentes bemessen sind und gewissermaßen eine Gelenkverbindung der Klappen darstellen. Der gegenseitige Abstand der Hauptträger, zwischen denen die mit Holzpflaster abgedeckte Fahrbahn liegt, beträgt 18,25 m; die zu beiden Seiten konsolartig angebauten Laufstege für den Personenverkehr kragen um je 4,375 m von Hauptträgermitte seitlich aus (Abb. 3). Die nötige Steifigkeit jeder Klappe in wagerechter Richtung wird durch einen unteren Windverband erzielt, der ebenso wie die Hauptträger als Kragträger wirkt und berechnet ist. Als Baustoff für das Tragwerk wurde St 48 gewählt.

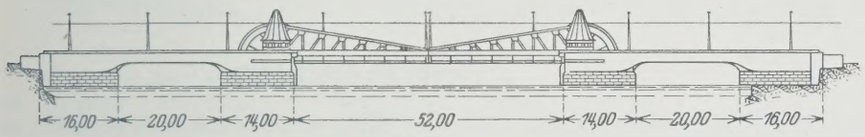


Abb. 1. Klappbrücke geschlossen.

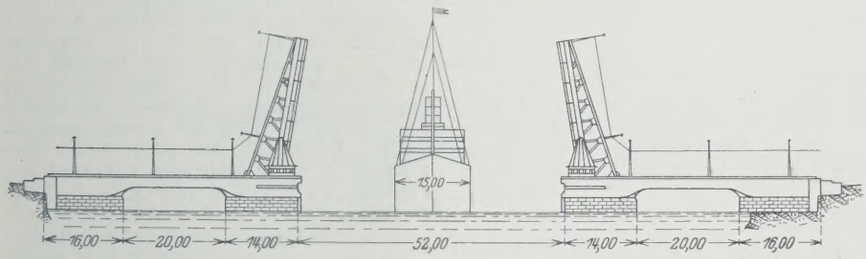


Abb. 2. Klappbrücke geöffnet.

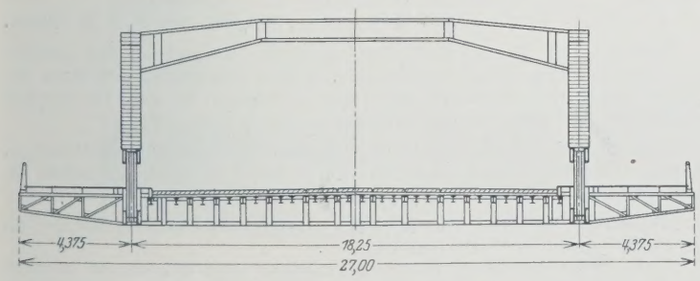


Abb. 3. Querschnitt durch die Klappe.

Das Gewicht der Klappen ist durch je ein aus Gußstücken bestehendes Gegengewicht ausgeglichen, die in einem Kasten aus Profileisen untergebracht sind. Dieser Gegengewichtskasten ist an den landseitigen Hauptträgerenden an stählernen Zapfen aufgehängt. Um ein Schwanken der pendelnd aufgehängten Gegengewichtskasten bei der Brückenbewegung zu vermeiden, wird nach dem Vorschlage der Freund-Starkehoffmann-Maschinen A.-G. eine Stangenführung verwendet, die nach dem Gesetze des Gelenkparallelogramms die senkrechte Lage des Gegengewichtskastens in jeder Klappenstellung zwangläufig herstellt. Hierdurch werden Erschütterungen der Brücke infolge Schwankens der Gegengewichte unmöglich gemacht.

Bei der Drehbewegung schwingen die Klappen um feste Drehachsen, deren Mittel auf der Höhe der Untergurtmittellinie liegt. Die Achsen ruhen in Phosphorbronzeschalen, die in ihren Lagerkörpern aus Stahlguß so untergebracht sind, daß gewisse Durchfederungen und Lagenveränderungen der Achsen für den Betrieb unschädlich sind. Die Lagerkörper sind auf kräftigen wagerechten Blechträgern untergebracht, die den ganzen Klappenkeller überspannen. Für besonders sorgfältige Schmierung dieser Lagerstellen wird durch Schmierpressen gesorgt, die vom Drehwerk angetrieben werden. Eine solche Preßschmierung ist auch für die Aufhängezapfen der Gegengewichte vorgesehen.

Die bereits erwähnten Zahnkränze werden als Triebstöcke von einer für den vorliegenden Anwendungsfall besonders geeigneten Ausführungsform ausgebildet. In diese greifen die Haupttritzel ein, deren Lager auf denselben Trägern ruhen, die zur Stützung der Hauptdrehlager dienen. Sie werden für jede Klappe durch zwei zu beiden Seiten des Klappenkellers angeordnete Triebwerke in Bewegung gesetzt, die beim Betrieb gleichzeitig laufen und durch eine Welle miteinander verbunden sind. Jedes der beiden Triebwerke ist aber so bemessen, daß es die Klappe mit voller Geschwindigkeit einzeln bewegen kann. Die Anordnung und Durchbildung der Triebwerke weicht erheblich von dem Entwurf der Bauverwaltung ab. Die für ihre Ausbildung von der Entwurfsverfasserin gemachten, der Vereinfachung und der Betriebsicherheit dienenden Vorschläge wurden von der Bauverwaltung als zweckmäßig erkannt und brachten eine beachtliche Ermäßigung der Anlagekosten mit sich.

Besondere Aufmerksamkeit wurde dem Bremsproblem geschenkt und auch hierbei an Stelle umständlicher und teurer Vorrichtungen eine vereinfachte und in betriebstechnischer Hinsicht gleichwertige elektromagnetische Bremsvorrichtung gewählt. Die Bremsen sind so bemessen, daß sie die Klappen bei den ungünstigsten Betriebsverhältnissen (40 kg/m² Wind) in kurzer Zeit in jeder Lage zum Stillstande bringen. In den Endlagen wird die lebendige Kraft der Brücke durch eine selbsttätige elektrische Geschwindigkeitsverminderung nahezu vollständig aufgezehrt, so daß die an beiden Endlagen vorhandenen Flüssigkeitspuffer im Regelfalle nur eine verhältnismäßig kleine Bremsarbeit zu leisten haben. Sie sind aber so bemessen, daß sie auch beim Versagen der Geschwindigkeitsverminderung die lebendige Kraft der mit voller Geschwindigkeit bewegten Brücke aufzehren können. Nach Anliegen der Klappe an den die Endlagen begrenzenden Anschlägen setzen selbsttätig wirkende Endausschalter die Bewegung der Triebwerke still und bringen die elektromagnetische Bremse zum Einfallen.

Als Betriebskraft steht elektrische Energie zur Verfügung. Für die Bewegung jeder Klappe werden zwei Elektromotoren von je 140 PS ver-

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925“, Heft 28, S. 385 u. f.

wendet, die mit Ward-Leonard-Steuerung arbeiten. Über die Riegel- und die Schrankenanlage erübrigen sich hier nähere Ausführungen, da sie keine Besonderheiten in ihrer Bauweise aufweisen.

Das Metallgewicht der Doppelklappbrücke war nach den Ausschreibungsunterlagen mit rd. 2670 t veranschlagt, von denen 950 t auf die Eisenkonstruktion, 1450 t auf die Gegengewichte und 270 t auf die maschinelle und elektrische Einrichtung entfallen.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Zur Frage der Grundwasserabsenkung oder Unterwasserschüttung. In der Bautechnik, Heft 26, S. 380, hat Herr Magistratsbaurat Schäfer den Standpunkt vertreten, daß heute die Schüttbetongründung als eine veraltete Bauweise abgelehnt werden müsse. Da diese Frage bei den Entwürfen für die Köln-Mülheimer Rheinbrücke (durch die auch der vorgenannte Aufsatz angeregt wurde) eine Rolle spielte, sie auch ganz allgemein von Bedeutung ist, möge noch einmal kurz auf sie eingegangen werden.

Die Erfahrungen haben gezeigt, daß die vielen Großbauten, die mit Schüttbeton unter Anwendung von Kastenschüttung[1]) ausgeführt worden sind, sich durchweg vorzüglich gehalten haben. Es sind das nicht nur die großen Trockendocks, Hellinge in unseren Häfen, sondern auch viele solche Bauten im Binnenlande. So war die Schüttbetonschicht, die für die Wiederherstellung der Hemelinger Mauer geschüttet wurde, von geradezu hervorragender Beschaffenheit, gleichmäßig, dicht und hart. Sie war unter allen Umständen einer Stampfbetonschicht überlegen. Es ist allerdings Erfahrung in der Herstellung von Schüttbeton notwendig, wenn aber alle Vorsichtsmaßregeln angewendet werden, wenn vor allen Dingen das Schlammpumpen richtig durchgeführt wird, so daß der frische Beton unten weder Schlammnester bilden kann, noch durch einen zu heftigen Spülstrom ausgelaugt wird, dann kann man mit vorzüglichem Erfolg bei diesem Verfahren rechnen und dabei große Ersparnisse in der Wasserhaltung erzielen. Auch ist es ohne Schwierigkeit möglich, Eiseneinlagen, die vorher versenkt werden müssen, einzubringen. Die Schwierigkeiten der Spundwandlücken treten fast nur bei Boden mit stärkeren Steineinlagen auf. Man wird aber nach Aushub der Baugrube stets die Spundwände durch Taucher abgehen lassen und bei Auftreten von Lücken eine Abdichtung vornehmen, die Verfahren hierfür sind bekannt.

Ich kann in keiner Hinsicht dem Preßluftbeton einen Vorrang einräumen. Die Erfahrungen, die in der Deutschen Marine mit der Herstellung von Stampfbeton unter Preßluft gemacht worden sind, sind geradezu auffallend schlechte gewesen. Der Stampfbeton war an sich nach allen Regeln der Kunst hergestellt, und trotzdem sind die bekannten unheimlichen Zersetzungen im Seewasser aufgetreten, die sich bei dem Schüttbeton gleicher Zusammensetzung nicht gezeigt haben. Auch ist immer wieder darauf hinzuweisen, daß Preßluftarbeiten in gewissem Sinne Arbeiten unter Ausschluß der Öffentlichkeit sind. Denn kein Aufsichtsbeamter kann ohne Anmeldung durch Klopfen oder ähnliche Signale in die Arbeitskammer hineingelangen.

Daß im übrigen die Gründung mit Grundwasserhaltung heute beiden anderen Verfahren, rein technisch genommen, überlegen ist, ist zweifellos richtig. Ich stehe hierin ganz auf dem Standpunkte von Herrn Schäfer. Im Einzelfall ist aber immer wieder zu untersuchen, ob nicht die Betonschüttung eine wirtschaftliche Überlegenheit ergibt. Das wird bei vielen, besonders einfachen Bauten der Fall sein. Die technische Überlegenheit beruht vor allem in der besseren Kontrolle, die man auf einer Baustelle mit Grundwasserhaltung anwenden kann. In vielen Fällen wird aber ein gut hergestellter Schüttbeton bereits einen so vorzüglichen Beton ergeben, daß man die größeren Aufwendungen für die Grundwasserhaltung nicht zu machen braucht. Lohnt es sich aber aus allgemeinen Gründen, die Grundwasserhaltung durchzuführen, dann wird man selbstverständlich auch die Betonsohle in ihrem Schutze gießen.

Für den Bau der Köln-Mülheimer Brücke, Entwurf Krupp, hatte ich empfohlen, die Grundwasserhaltung anzuwenden, hatte allerdings auch die Anwendung des Schüttbetons als zweckmäßige Lösung bezeichnet. Es würde meines Erachtens kein Fortschritt sein, wenn man den Schüttbeton heute grundsätzlich ablehnen wollte. Bringt man ihm Mißtrauen entgegen, dann ist es unsere Aufgabe, die Schüttbetongründung zu verbessern; hierzu gibt uns aber die heutige Technik Mittel an die Hand.

Prof. O. Franzius, Hannover.

Entgegnung.

Bei meinen Ausführungen in der „Bautechnik", Heft 26, hatte ich selbstverständlich nur die Anwendung der besprochenen Gründungsarten auf größere und mit einer gewissen Verantwortung verbundenen Bauausführungen im Auge, zumal die Veranlassung hierzu die Gründung der Fundamente der Köln-Mülheimer Rheinbrücke war. Daß man bei besonders einfachen Bauten, wo keine nennenswerten Beanspruchungen zu erwarten sind und keine Gefahren drohen, die Betonschüttung unter Wasser anwenden kann, das gebe ich Herrn Prof. Franzius gern zu. Bei allen größeren Bauten aber kommt die Unterwasserschüttung heute nicht mehr zur Anwendung, so daß man sie von diesem Gesichtspunkte aus ruhig als veraltet bezeichnen darf. Gerade bei den Dock- und Schleusenbauten hat sich die Grundwasserabsenkung in den letzten Jahren fast vollständig das Feld erobert, angefangen von den neuen Ostseeschleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals bis zu den Trockendocks in Amsterdam und der Doppelschleuse des Fischereihafens Wesermünde. In dem im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn in 4. Auflage neu erschienenen Werke „Der Grundbau" von Brennecke-Lohmeyer, Bd. I, wird auf S. 237 wörtlich gesagt: „Es (das Grundwasserabsenkungsverfahren) hat dank seiner Vorzüge die Unterwasserschüttung fast verdrängt und die Verwendung von Preßluftgründungen stark eingeschränkt." Die Nachteile der Unterwasserschüttung werden nämlich auch bei Anwendung von Kasten an Stelle von Trichtern nicht so wesentlich behoben, daß sie bei der Ausführung verantwortungsvoller Bauten heute noch mit der Grundwasserabsenkung oder der Druckluftgründung mit ihrem Arbeiten im Trockenen den Wettbewerb aushalten könnte.

Was ich über die Gefahren gesagt habe, die durch Lücken in der Spundwand beim Baggern unter Wasser namentlich in der Nähe von Bauwerken drohen, muß ich voll aufrecht erhalten. Wodurch die Lücken entstehen, ist gleichgültig. Tatsache ist, daß sie gerade bei langen eisernen Spundwänden nicht selten sind. Ein Nachsehen der Baugrube nach dem Aushub durch einen Taucher kann hier nichts helfen, da ja der Boden schon während des Baggerns nachfließt und die Undichtigkeit vielleicht erst bemerkt wird, wenn in der Umgebung größere Versackungen aufgetreten sind.

Ich halte es für ausgeschlossen, daß die Zersetzungen von Beton durch Seewasser mit dem Einbringen unter Druckluft irgend etwas zu tun haben. Gerade bei Ausführungen von Beton im Seewasser ist nach den heutigen Erfahrungen besonders wichtig, daß der Beton sechs bis acht Wochen erhärten kann, bevor er mit dem Seewasser in Verbindung kommt. Diese Bedingung läßt sich bei Betonschüttung unter Wasser nicht einhalten.

Wenn Herr Prof. Franzius das Arbeiten unter Preßluft als Arbeiten unter Ausschluß der Öffentlichkeit bezeichnet, was es aber nicht zu sein braucht, da ja auch in der Preßluftkammer ständig ein Aufseher zugegen sein kann, so möchte ich das Arbeiten mit Unterwasserschüttung als ein Arbeiten im Dunkeln bezeichnen. Josef Schäfer, Magistratsbaurat.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Kasten, Mitglied (auftrw.) der R. B. D. Essen, als Mitglied (auftrw.) zur R. B. D. Berlin und Stengel, Vorstand des R. B. A. Köln-Deutz 1, als Mitglied zur R. B. D. Altona, die Reichsbahnräte Zippel, Mitglied der R. B. D. Stuttgart, als Mitglied zur R. B. D. Elberfeld, Kienitz, bisher bei der R. B. D. Kassel, als Vorstand zum R. V. A. Paderborn, Bräuninger, Vorstand des R. B. A. Aschersleben 1, als Vorstand zum R. B. A. Halle (Saale) 2, Franz, Vorstand des R. B. A. Halle (Saale) 2, als Mitglied zur R. B. D. Königsberg (Pr.), Altenberg, Vorstand des R. B. A. Königsberg (Pr.) 3, nach Bartenstein als Vorstand des dorthin verlegten bisherigen R. B. A. Königsberg (Pr.) 3, Dr.-Ing. Nierhoff, bisher beim R. B. A. Dortmund 1, als Vorstand zum R. B. A. Köln-Deutz 1, Odenbach, bisher bei der R. B. D. Halle (Saale), als Vorstand zum R. B. A. Jülich, Ehrhardt, bisher beim R. B. A. Hamm (Westf.), zur R. B. D. Essen, Roller, bisher bei der R. B. D. Stuttgart, zum Reichsbahn-Neubauamt Tuttlingen, Schelkle, bisher bei der R. B. D. Schwerin (Meckl.), zur R. B. D. Magdeburg, Fey, bisher bei der R. B. D. München, als Vorstand zum R. B. A. Neu-Ulm, Heß, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Gleiwitz, zum R. B. A. Beuthen (Oberschles.), Fraunholz, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Nürnberg, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Braunschweig, Marxer, bisher bei der R. B. D. München, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Ingolstadt und der Reichsbahnbaumeister Rösch, bisher bei der R. B. D. München, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Oppeln.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnrat Bade, Vorstand des R. V. A. Schwerin (Meckl.).

Ausgeschieden: Reichsbahnrat Borchart, bisher beurlaubt, infolge Übernahme in das Preußische Ministerium für Volkswohlfahrt.

Gestorben: Reichsbahnrat Rohweder, Mitglied der R. B. D. Altona.

Baden. Der Oberregierungsrat Gustav Bachmann an der Landesstelle für Gewässerkunde in München ist zum ordentlichen Professor für Kulturtechnik und Elemente des Ingenieurwesens an der Technischen Hochschule Karlsruhe ernannt worden.

Bayern. Der Nebenbeamte des Straßen- und Flußbauamts München, Oberbauamtmann Hans Kobmann, ist in gleicher Diensteigenschaft an das Straßen- und Flußbauamt Bayreuth berufen.

Preußen. Versetzt: Der Regierungsbaumeister Paulus, Aachen, an das Kulturbauamt in Charlottenburg.

Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst sind überwiesen worden: die Regierungsbaumeister (W.) Georg Müller dem Staubeckenamt in Ottmachau, Friedrich Pfaue dem Wasserbauamt in Hameln.

[1]) Das Schütten mit Trichter halte auch ich für unzweckmäßig, da hierbei die gefährlichen wagerechten Fugen gebildet werden.

INHALT: Die Rationalisierung im Eisenbau. — Wettbewerb zum Neubau der Hochzoller Straßenbrücke (Schluß.) — Die hölzernen Funktürme von 80 m Höhe in Königsberg i. Pr. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Königinbrücke in Rotterdam. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 6. September 1927. Heft 39

Die Erneuerung der Ostbahnbrücken über Oder und Warthe bei Cüstrin.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Kado** in Frankfurt a. d. O.

1. Einleitung und allgemeine Anordnung.

Im Jahre 1857 wurde die Bahnlinie Kreuz—Cüstrin—Frankfurt a. d. O. in Betrieb genommen. Sie brachte die Verbindung der von Kreuz nach Königsberg i. Pr. bereits seit 1853 bestehenden Ostbahnstrecke mit der noch älteren Strecke Berlin — Frankfurt a. d. O. der Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn. Bis zur Inbetriebnahme dieser neuen Linie führte der Eisenbahnweg von Ostpreußen zur Landeshauptstadt ab Kreuz über Stettin nach Berlin. Dieser Weg wurde jetzt erheblich abgekürzt. Die unmittelbare Verbindung Cüstrin—Berlin wurde erst 1868 geschaffen.

Die Überbauten des zweiten Gleises kamen erst im Jahre 1868 hinzu, und zwar als parabelförmige Fachwerkträger, worunter das einheitliche, schöne Brückenbild natürlich sehr leidet (s. Abb. 2).

Diese alten Brücken waren nun seit 1857 bezw. 1868 bis heute unverändert in Betrieb. Im Jahre 1879 und 1881 wurden lediglich bei den alten Gitterbrücken über den Querträgern an Stelle der bisherigen hölzernen Langschwellen eiserne Zwillingslängsträger eingebaut, zwischen denen in Abständen von 76 bis 92 cm eiserne Stühle zur Aufnahme der Schienen angebracht waren. 1905 wurden diese Zwillingslängsträger wieder

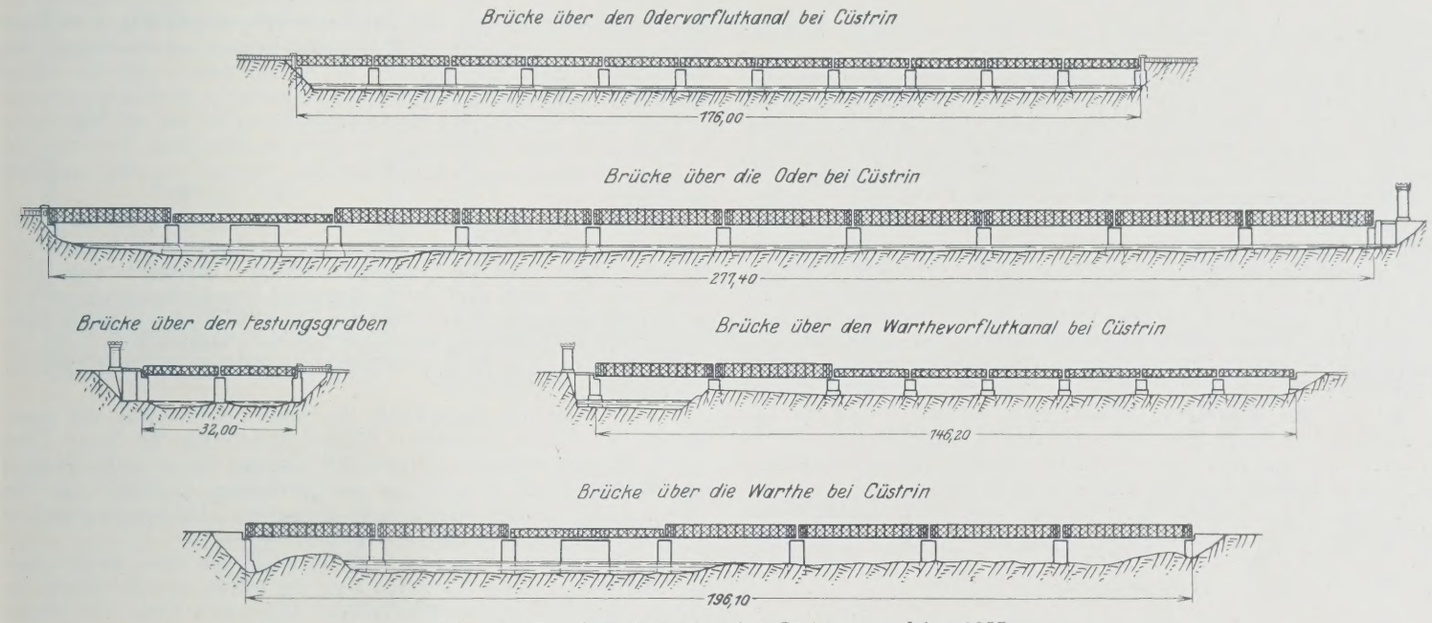


Abb. 1. Die Ostbahnbrücken bei Cüstrin vom Jahre 1857.

Bei Cüstrin hatte die neue Bahnlinie, die zunächst eingleisig hergestellt wurde, den Lauf der Warthe und Oder zu überqueren.

In Abb. 1 sehen wir die alten Brücken, wie sie damals hergestellt wurden. Über der Warthe sind es sechs Öffnungen mit Überbauten von je 26,4 m Stützweite und zwei Schiffahrtöffnungen von je 10 m l. W., die durch eine zweiarmige Drehbrücke von rd. 32 m Länge überbrückt werden. Über der Oder sind es neun Öffnungen mit Überbauten von je 26,4 m Stützweite und zwei Schiffahrtöffnungen mit Drehbrücke wie vor.

entfernt und durch eiserne Längsträger mit hölzernen Querschwellen ersetzt.

Der Berechnung der Brücken von 1857 hatte ein ideeller Lastenzug von 4,3 t/m zugrunde gelegen. Der Lastenzug von 1868 hatte etwa ein gleiches Gewicht. Demgegenüber entspricht den heutigen Verkehrslasten der Lastenzug *G* der Deutschen Reichsbahn mit einem Gewicht von 8,2 t/m. Daraus erhellt, daß die Brücken sehr erhebliche Überbeanspruchung erlitten, so daß sie schon seit längerer Zeit nur noch langsam befahren

Abb. 2. Die alte Warthebrücke.

Dazu kommt bei der Warthe eine 150 m lange Vorflutbrücke, bei der Oder eine 175 m lange Vorflutbrücke und eine Brücke über den Festungsgraben. Die Überbauten der letzteren Brücken schwanken zwischen 16 und 24,6 m Stützweite.

Sämtliche Überbauten sind Gitterträger mit dazwischen eingebauten Querträgern, auf denen hölzerne Langschwellen zum Tragen der Schienen ruhen. Alle Überbauten sind eingleisig, nur die Drehbrücken werden sofort für zwei Gleise hergestellt, wie auch die sämtlichen Pfeiler und Widerlager.

werden durften. Ihre Auswechslung war dringendes Gebot, um so mehr, als in allernächster Zeit auf dieser Hauptstrecke noch mit erheblich höheren Lasten zu rechnen ist. Eine Verstärkung der alten Brücken kam nicht in Frage, sondern nur eine Erneuerung der eisernen Überbauten. Für die neuen Brücken ist der Lastenzug *N* der Deutschen Reichsbahn mit einem Lokomotivgewicht von 13,7 t/m zugrunde zu legen.

Verhandlungen mit der Oderstrombauverwaltung ergaben, daß sie großes Interesse an der Beseitigung der Drehbrücken in Oder und Warthe hatte, die ein Hindernis für die Schiffahrt bildeten, und daß sie die

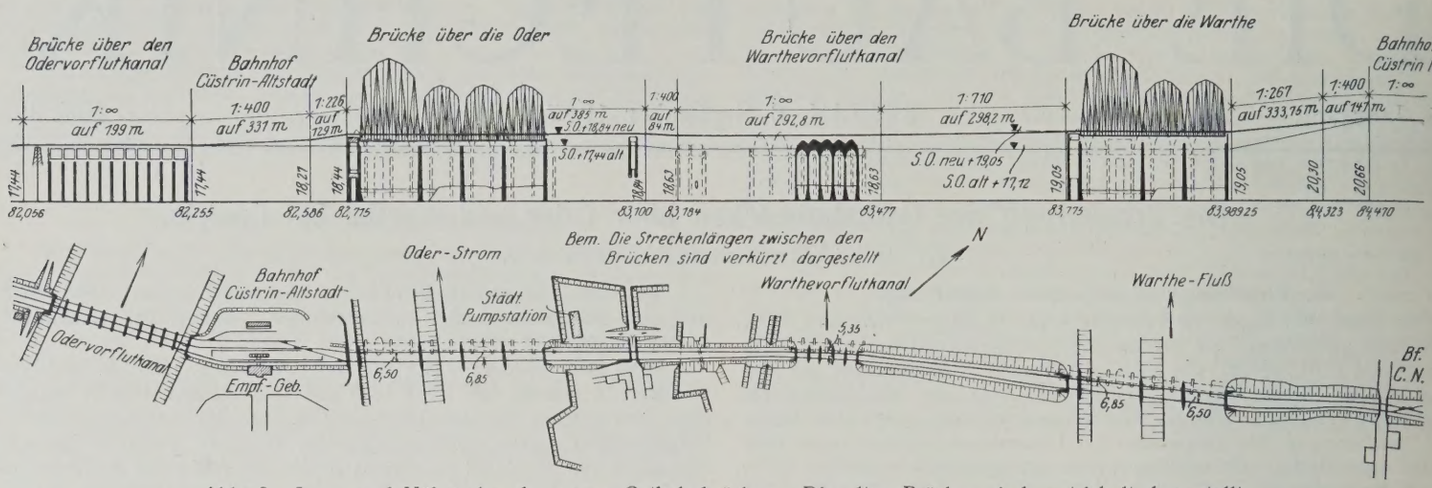


Abb. 3. Lage- und Höhenplan der neuen Ostbahnbrücken. Die alten Brücken sind gestrichelt dargestellt.

Schaffung größerer Öffnungen unter gleichzeitiger Hebung der Brückenunterkante wünschte.

So kam eine Vereinbarung zustande, nach der unter Beteiligung der Reichswasserstraßenverwaltung an den Kosten der Bau völlig neuer Brücken an Stelle der alten beschlossen wurde. Die Oder sollte danach durch zwei nebeneinanderliegende, eingleisige Überbauten von 80 m St.-W. über der Schiffahrtöffnung und daran in östlicher Richtung anschließend in jedem Gleis drei Überbauten von je 53,40 m St.-W. überbrückt werden. Bei der Warthe werden über der Schiffahrtöffnung ebenfalls zwei nebeneinanderliegende eingleisige Überbauten von 80 m St.-W. vorgesehen und daran in östlicher Richtung anschließend in jedem Gleis zwei Überbauten von je 53,40 m St.-W. Die Schienenoberkante wird gleichzeitig über der Oder 1,40 m und über der Warthe 1,93 m gehoben (Abb. 3). An Stelle der alten Warthevorflutbrücke werden gewölbte Brücken mit fünf Öffnungen von je 13,50 m lichter Weite hergestellt. Die alte Festungsgrabenbrücke in km 83,2 kann zugeschüttet und durch einen Durchlaß ersetzt werden.

Bei der hier behandelten Bauausführung kommt die Strecke von km 82,255 bis km 84,470 in Betracht. Die Odervorflutbrücke in km 82,160 hat bereits im Jahre 1924 neue Überbauten erhalten. Die neuen Brücken sind in Abb. 3 ausgezogen, die alten gestrichelt dargestellt.

Um den Bau der neuen Pfeiler und die Hebung der Bahnlinie ohne Behinderung des Betriebes durchführen zu können, wird die Bahnachse über Oder und Warthe um 6,85 m nach Süden verschoben. Der Abstand von Mitte zu Mitte der neuen Überbauten beträgt 6,50 m.

2. Die Oder- und Warthebrücke.

a) Gesamtanordnung der neuen Oderbrücke.

Abb. 4 zeigt die Gesamtanordnung der neuen Oderbrücke. Die neuen Überbauten haben die Halbparabelträgerform mit abgeschrägten Enden und unten liegender Fahrbahn. Die Teilung des Hauptträgers zeigt ein Strebenfachwerk mit Unterteilung. Die Fahrbahn besteht aus Querträgern mit dazwischengebauten Längsträgern. Es ist ein oberer und ein unterer Windverband angeordnet, zwischen den Längsträgern ein Schlingerverband. Am Westende schließt eine Straßenunterführung an, die mit Walzträgern in Grobmörtel unter Anordnung einer eisernen Mittelstütze überbrückt ist.

Zum Vergleich sind darüber die alten Brücken von 1857 und 1868 dargestellt.

Das Gesamtgewicht der Brücke von 1857 betrug 560 t, das der Brücke von 1868 nur 350 t. Die neue Brücke hat ein Gesamtgewicht von 1825 t für beide Gleise ohne die Straßenunterführung. Sämtliche neuen Überbauten bis auf einen von 53,4 m Stützweite sind in hochwertigem Baustahl St 48 ausgeführt. Ein Überbau von 53,4 m St.-W., der bereits als Hilfsbrücke bei der Verstärkung der Oderbrücke bei Frankfurt a. d. O. (s. „Die Bautechnik“ 1926, S. 708 u. f.) Verwendung fand, ist in Flußstahl St 37 ausgeführt.

Abb. 5 zeigt die Querschnitte der alten Brücke sowie der neuen von 80 und 53,4 m Stützweite. Weitere Einzelheiten der neuen Überbauten zeigen die Abb. 6 u. 7. Bei dem Überbau von 80 m St.-W. ist in den Punkten 2 und 2' ein Portal zur Überleitung der Kräfte aus dem oberen in den unteren Windverband angeordnet. Ein Bremsverband ist in den Viertelpunkten 5 und 5' eingebaut.

Bei dem Überbau von 53,4 m St.-W. reicht der obere Windverband nur von Punkt 4 bis 4', in denen auch die Portale zur Überleitung der Kräfte nach dem unteren Windverband angeordnet sind. Ein Bremsverband ist nur in Trägermitte vorgesehen.

Für die Pfeiler 1 und 2 war von vornherein Senkkastengründung gewählt, bei Pfeiler 3 und 4 entschloß man sich im Laufe der Bauausführung ebenfalls zur Senkkastengründung. Das westliche und östliche

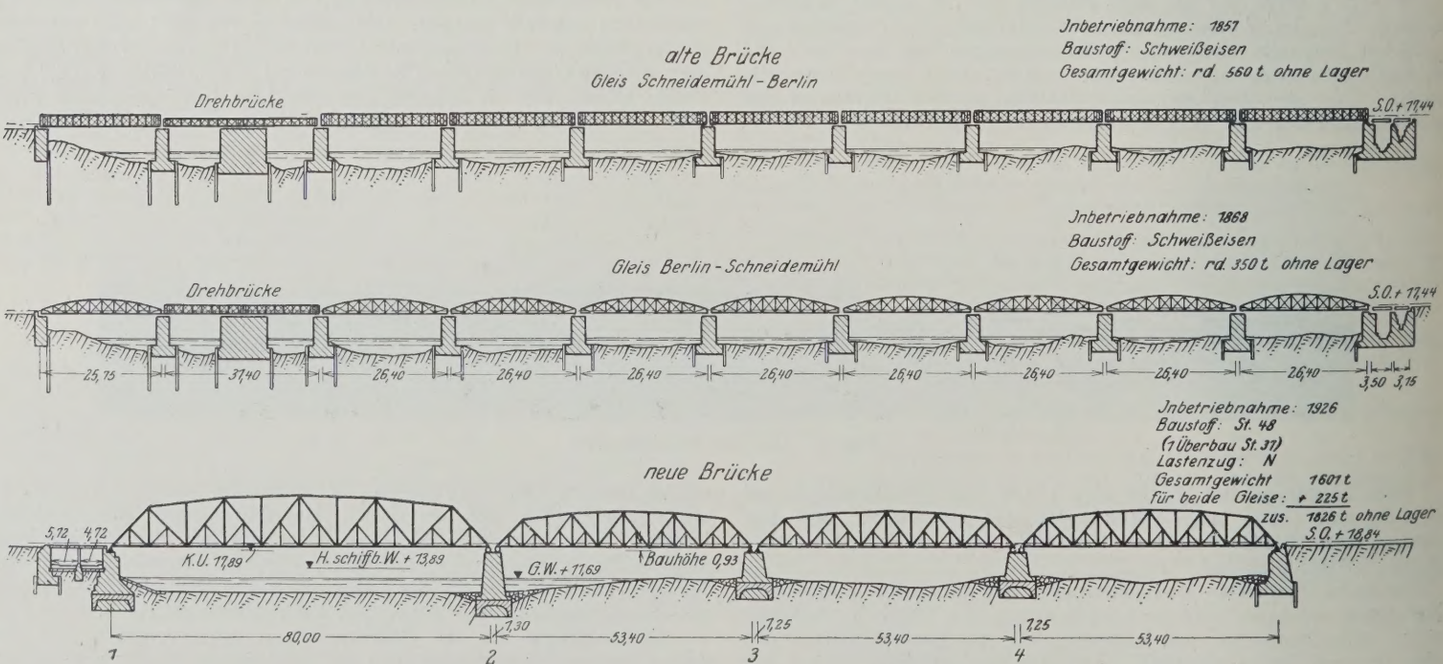


Abb. 4. Alte und neue Oderbrücke. Gesamtanordnung.

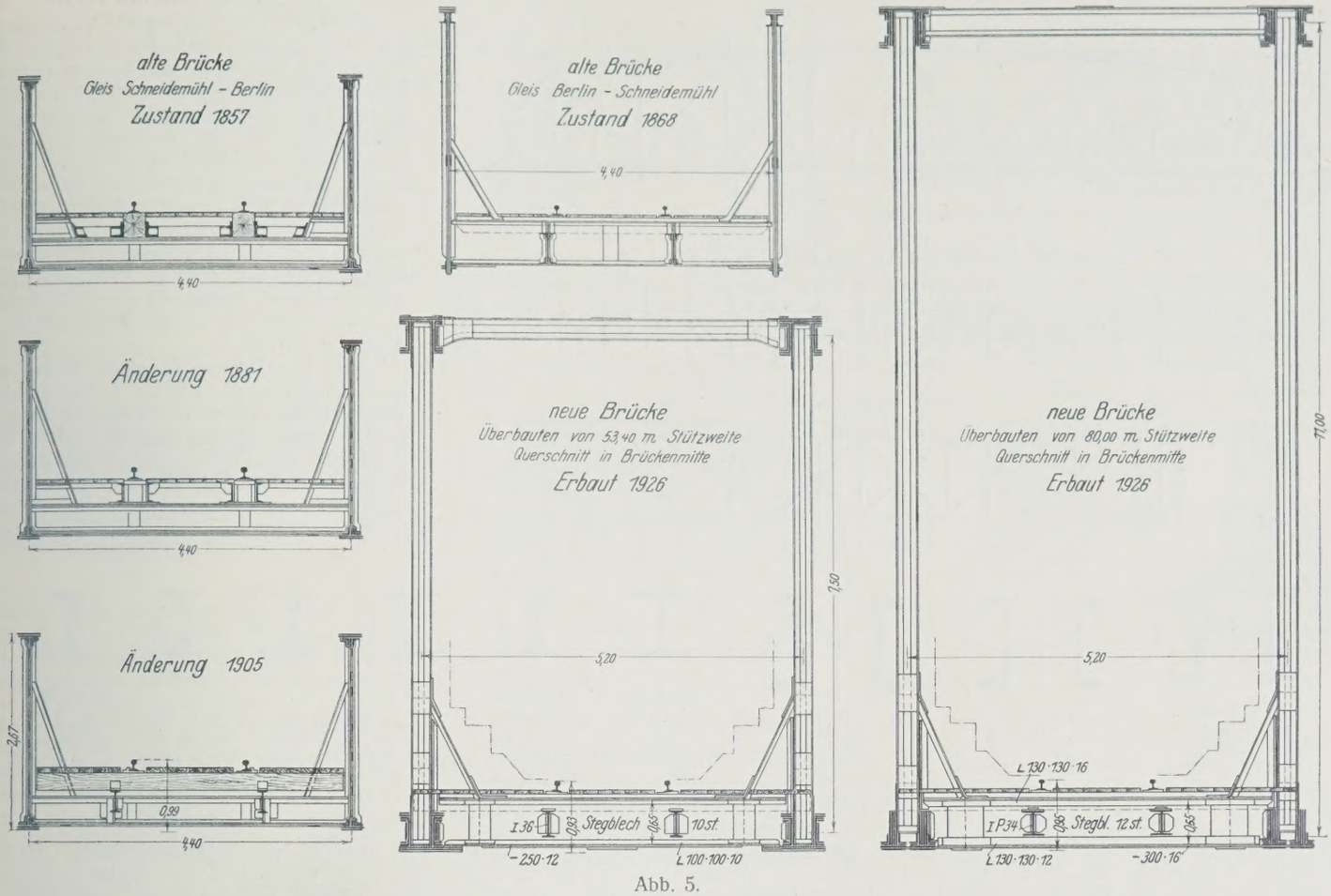


Abb. 5.

Landwiderlager wurde zwischen Spundwänden fundiert. Die Anordnung der festen und beweglichen Lager ist aus Abb. 4 zu ersehen. Die beweglichen Lager ruhen auf den Pfeilern 2 und 4, über denen auch die Gleise beider Richtungen mit Schienenauszugvorrichtungen versehen sind.

b) Gesamtanordnung der Warthebrücke.

Die Gesamtanordnung der Warthebrücke (s. Abb. 8) ist eine ähnliche. Wir haben hier für jede Gleisrichtung einen Überbau von 80 m und zwei von 53,4 m Stützweite. Sämtliche Überbauten sind in St 48 ausgeführt.

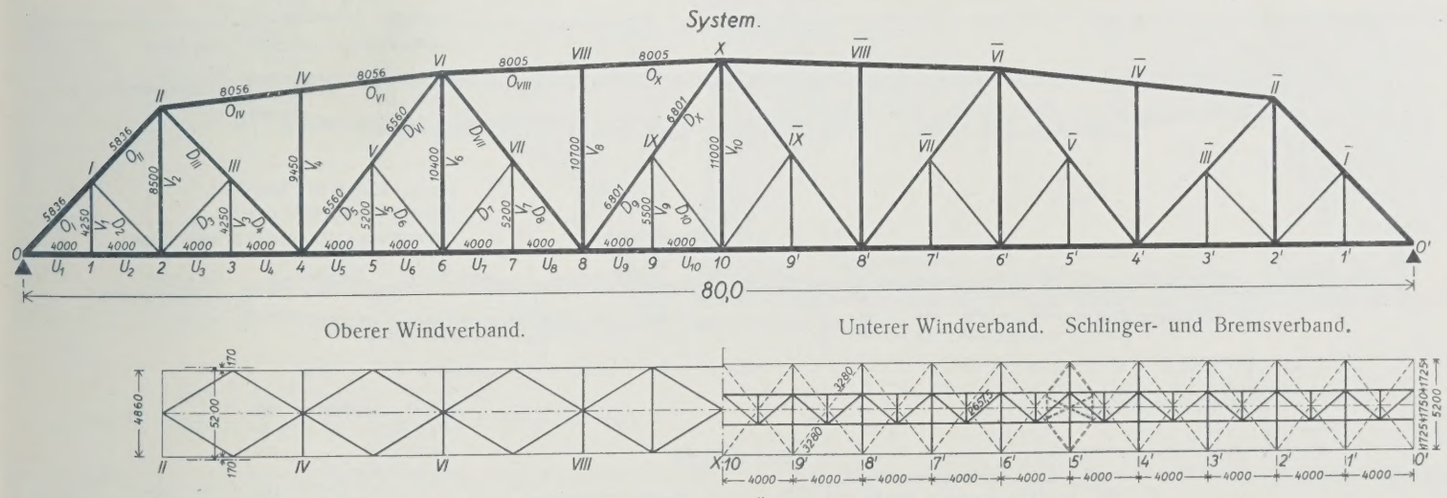
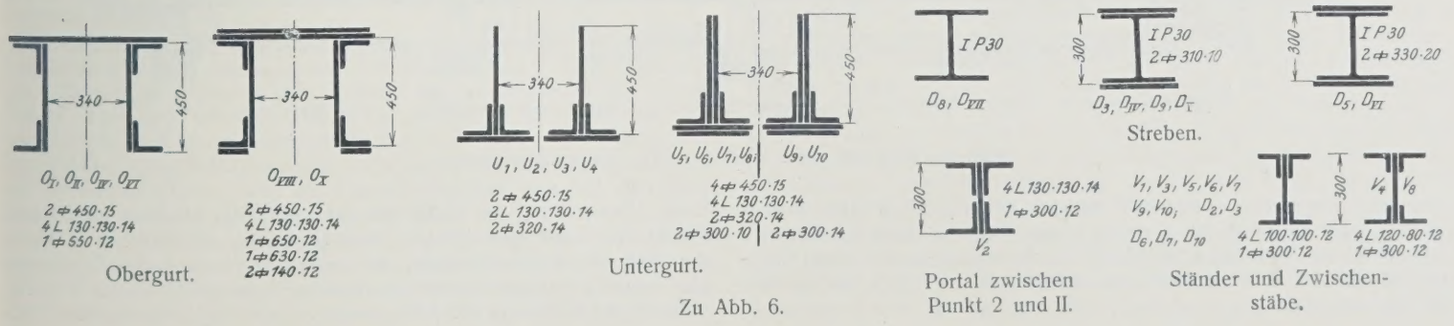


Abb. 6. Oderbrücke bei Cüstrin. Überbau von 80 m Stützweite.



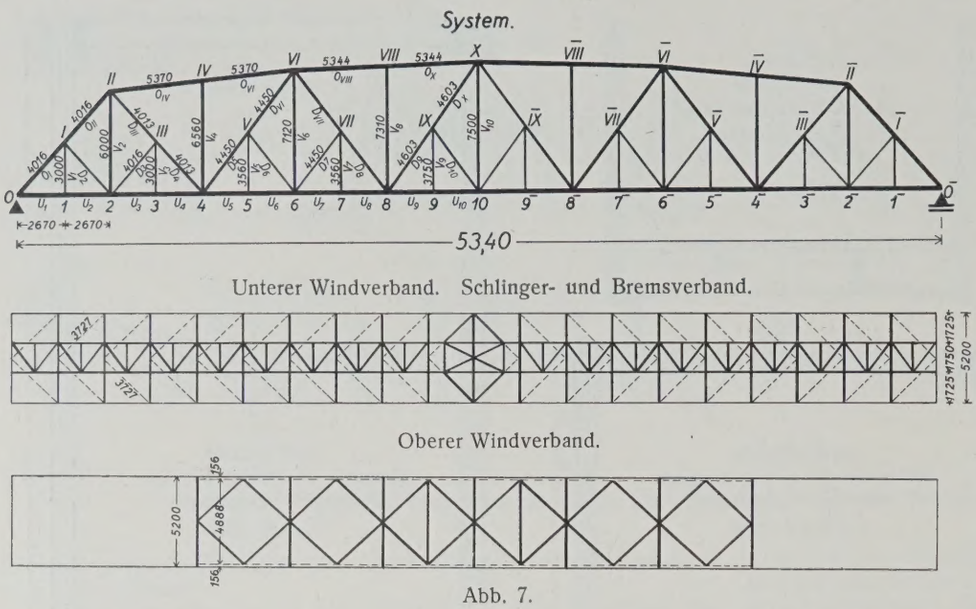
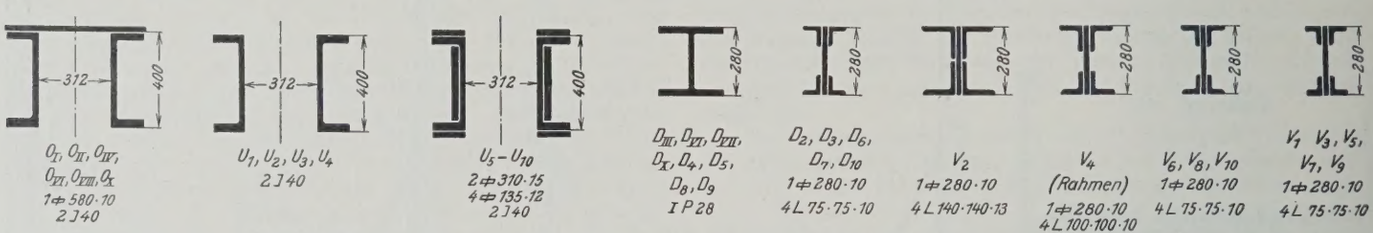


Abb. 7.



Zu Abb. 7. Zusammenstellung der Querschnitte.

Ihre Ausbildung gleicht der bei der Oderbrücke. Die Anordnung der festen und beweglichen Lager ist aus Abb. 8 zu ersehen. Am Westende schließt eine Straßenunterführung an, die durch eine Blechträgerbrücke von 13,80 m Stützweite überbrückt ist. Letztere ist in St 37 ausgeführt. Die alten Brücken zeigen ein ähnliches Bild wie bei der Oderbrücke. Für die Gründung der Pfeiler 2 und 3 ist Senkkasten-

c) Die Ausführung der Pfeiler.

Erst Ende Juni 1925 kam die Vereinbarung mit der Reichswasserstraßenverwaltung bezüglich der Ausführung der Brücken und der Kostenverteilung zustande. Es galt nun, mit größter Beschleunigung die Ausschreibung vorzunehmen und die Ausführung der Gründungsarbeiten in Angriff zu nehmen, um die Pfeiler sämtlicher Brücken vor Eintritt des Winters 1925 noch so weit zu fördern, daß im Frühjahr 1926 bestimmt mit der Montage der eisernen Überbauten begonnen werden konnte. Die Ausschreibung geschah Ende Juli 1925, und im August wurden die Arbeiten sowohl bei der Oder- wie bei der Warthebrücke in Angriff genommen.

Abb. 9 u. 10 zeigen einen Pfeiler mit Senkkastengründung, wie sie in fast gleicher Weise bei der Oder- und Warthebrücke ausgeführt wurde. Der Senkkasten besteht aus Eisenbeton. Zum Schutze gegen im Grundwasser vorgefundene freie Kohlensäure erhält er einen doppelten Inertolanstrich. Um diesen wieder beim Absenken zu schützen, erhält der Senkkasten außen eine 5 cm starke gespundete Holzverkleidung. Auf der Sohle wird vor Ausbetonierung des Senkkastens eine mehrfache Klinkerschicht in säurefestem Mörtel verlegt. Der Pfeilerschaft wird in Beton mit Traßzusatz im Mischungsverhältnis 1 : 0,6 : 4 : 4 hergestellt. Im oberen Teile der Pfeiler wird der Traßzusatz fortgelassen. Die Ecken erhalten Granitwerksteinverblendung, die übrigen Ansichtflächen eine 1 bis $1^1/_2$ Stein

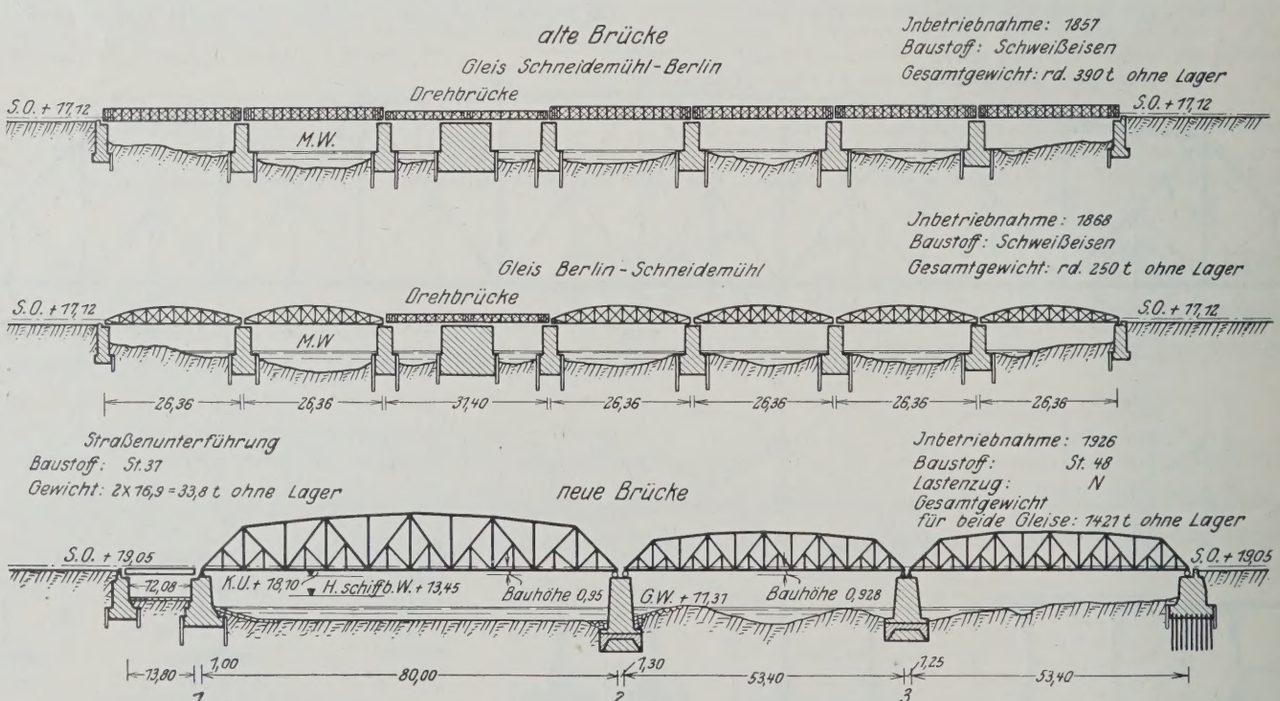


Abb. 8. Alte und neue Warthebrücke. Gesamtanordnung.

gründung vorgesehen. Für das östliche Widerlager ist den Bodenverhältnissen entsprechend Gründung auf Pfahlrost und für Pfeiler 1 und westliches Widerlager Gründung zwischen Spundwänden ohne Pfahlrost gewählt. Eine Schienenauszugvorrichtung ist in beiden Gleisen über Pfeiler 2 angeordnet.

starke Vormauerung aus besten Eisenklinkern. Als Abschluß erhält jeder Pfeiler wie auch die östlichen Widerlager eine 0,90 bis 1,05 m starke durchgehende Eisenbetonplatte, die unter den Lagern der Überbauten eine stärkere eisenumschnürte Bewehrung erhält (s. Abb. 11). Die Anordnung der Lager der die Pfeiler nicht rechtwinklig schneidenden Über-

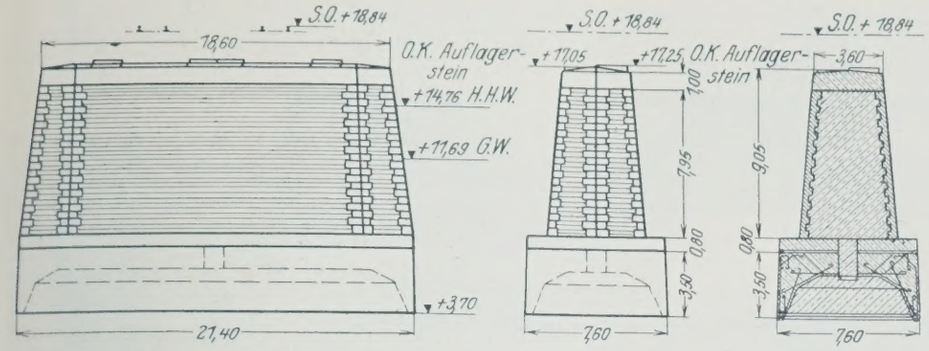
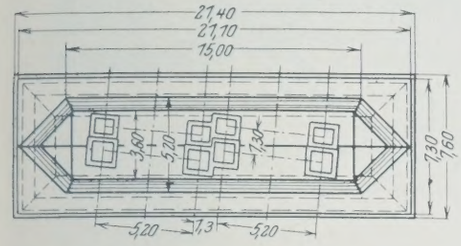


Abb. 9.



bauten ist ebenfalls aus Abb. 9 bis 11 zu ersehen. In Abb. 12 ist die Gesamtanordnung für die Senkkastengründung der Pfeiler 2, 3 und 4 der Oderbrücke dargestellt, die wegen der Kürze der zur Verfügung stehenden Zeit bei allen drei Pfeilern gleichzeitig in Angriff genommen werden mußte. Für jeden Pfeiler wird zunächst eine über MW hinausreichende, von Spundwänden eingefaßte Insel geschüttet. Auf dieser Insel wird der Senkkasten hergestellt und nach Aufsetzen der Schleuseneinrichtung bei gleichzeitigem Hochmauern des Pfeilerschaftes abgesenkt. Auf einer Transportbrücke werden die Baustoffe herangeschafft, während der Bodenaushub unmittelbar ins Buhnenfeld verfahren oder in Prahmen dort-

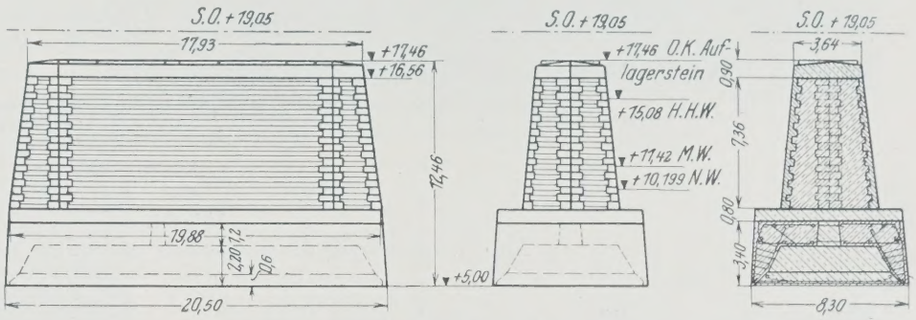
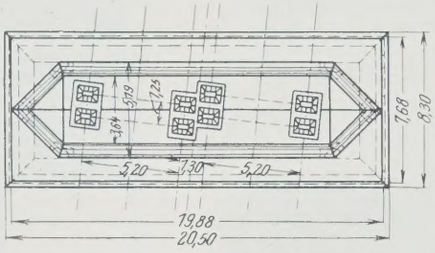


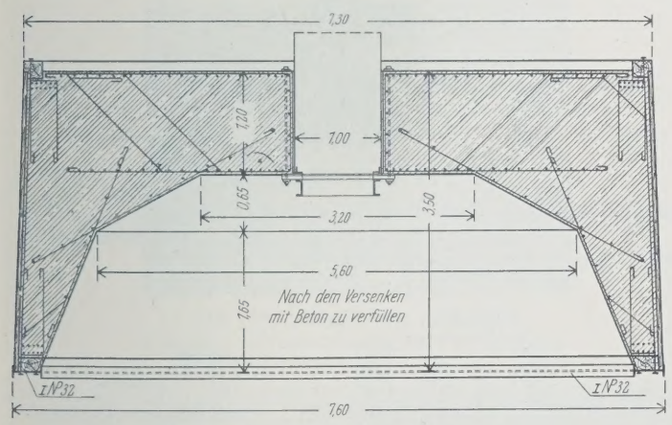
Abb. 10.



dem Aufsatze über der Hauptkammer untergebracht. Das Gerüst über der Schleuse dient zum Einhängen der Schleuse bei der Montage, bei Einsetzen eines neuen Schachtgliedes und beim Abmontieren. Auf der rechten Seite der Abb. 13 sehen wir das Heranschaffen der Baustoffe auf der Transportbrücke und auf der linken Seite den Abtransport des Bodens mit Prahm.

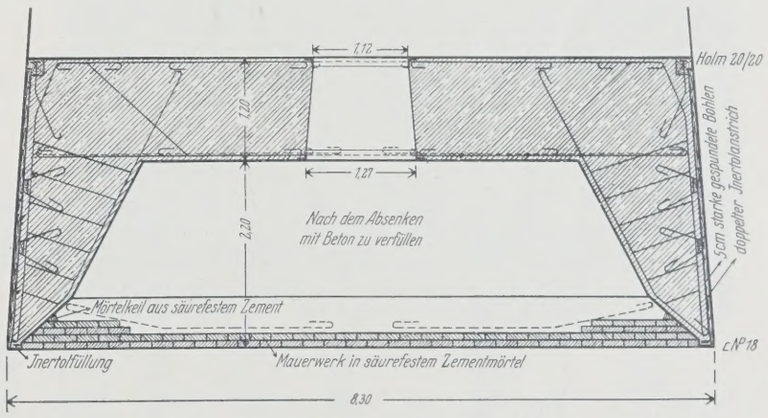
Das Absenken des Senkkastens geschieht durch sein eigenes Gewicht und ohne besondere Führung durch Wegschachten des Bodens abwechselnd zunächst an den Seiten und dann in der Mitte. Sobald der Senkkasten die vorgesehene Gründungstiefe im festen Ton erreicht hat, wird die Arbeitskammer ausbetoniert, zu welchem Zwecke in der Decke der Hauptkammer eine besondere Schleuse für Baustoff eingebaut wird.

Abb. 14 zeigt die Gesamtanordnung der Senkkastengründung bei der Warthebrücke, die sich von der oben beschriebenen wenig unterscheidet. Zu bemerken ist die etwas andere Anordnung der Inselschüttung, die sich hier aus der Pfeilerstellung als zweckmäßig ergab.



Pfeiler 2 der Oderbrücke bei Cüstrin.

Zu Abb. 9. Senkkasten aus Eisenbeton mit Bohlenbekleidung.



Zu Abb. 10. Senkkasten aus Eisenbeton mit Bohlenbekleidung und Inertolanstrich.

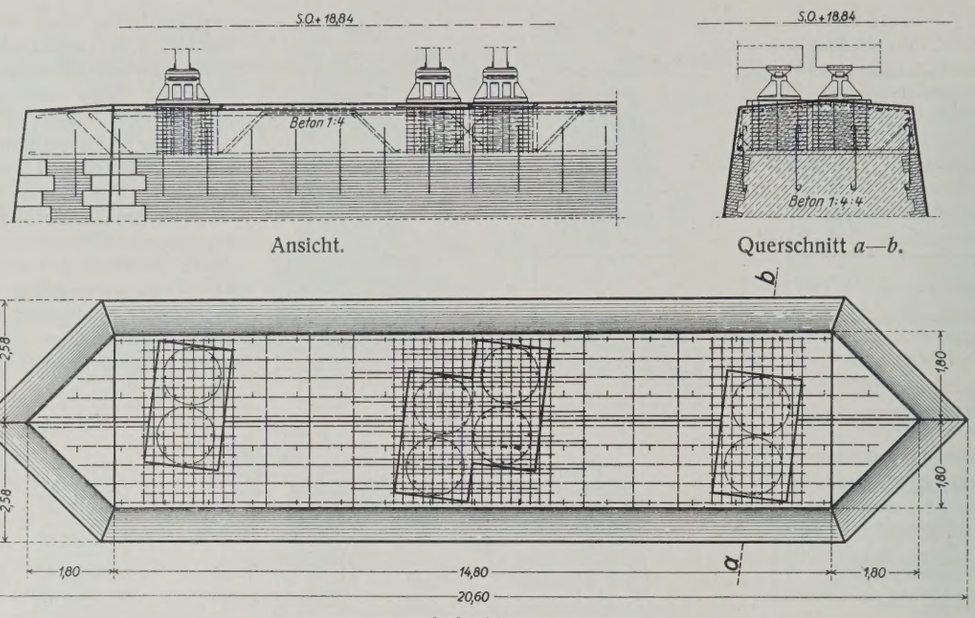
hin gebracht wird. Am Ostende sehen wir das Maschinenhaus mit der dreifachen Kompressorenanlage und außerdem einer Reserveanlage. Nach jedem Pfeiler führen je zwei Druckluftleitungen, von denen jedoch immer nur eine in Benutzung ist.

Einzelheiten der Senkkastengründung zeigt Abb. 13. Wir sehen den Arbeitsraum *c* zum Ausheben des Bodens. In diesen wird durch eine der Luftleitungen *f* die Druckluft geleitet, die das Wasser so weit zurückdrängt, daß eine trockene Arbeitsohle vorhanden ist. Bei den hier erforderlichen Gründungstiefen ist ein Überdruck bis zu 1,2 at nötig. Gearbeitet wird in drei Schichten von je acht Stunden. Das Ein- und Ausschleusen der Arbeiter geschieht durch die Mannschaftschleuse und hat dem Überdruck entsprechend langsam vor sich zu gehen.

Wir sehen in der Abbildung ferner das Fördergefäß, mittels dessen der Bodenaushub durch den Schleusenschacht hochgezogen wird, um dann durch die beiderseits mit Abschlußklappen versehenen Hosen ausgeschleust zu werden. Der Motor zur Bedienung des Aufzuges ist in

Die folgenden Abbildungen zeigen Aufnahmen von der Ausführung. In Abb. 15 sehen wir die soeben fertig geschlagene Spundwand für die Insel des Pfeilers 2 der Oderbrücke und das Rammen der Pfähle für das Transportgerüst. Im Hintergrunde sind die Arbeiten bei Pfeiler 3 und 4 zu erkennen. Vor dem Rammen der Spundwände müssen Hindernisse, insbesondere die Steinpackungen vor den alten Pfeilern, mittels Greifbaggers beseitigt werden. Die nächste Abbildung (s. Abb. 16) zeigt das Schütten der Insel für Pfeiler 2 der Warthebrücke vom Eisenbahnwagen aus. Auf dem im Bilde sichtbaren unteren Transportsteg wurden beim Bau der Warthebrücke die bei der Pfeilerabsenkung herauskommenden Bodenmassen befördert, während für die Heranschaffung der Baustoffe eine höher gelegene Transportbrücke hinzukommt.

Anschließend an die Inselschüttung geschieht das Verlegen der Schneide des Senkkastens (s. Abb. 17). Diese besteht bei der Warthebrücke aus ⊏ 18, bei der Oderbrücke aus I 32. Die Verschalung des Senkkastens und das Verlegen der Eisenbewehrung sehen wir auf den



Ansicht. Querschnitt *a—b*.

Aufsicht.

Abb. 11. Bewehrung des Pfeilerkopfes des Pfeilers 3 der Oderbrücke.

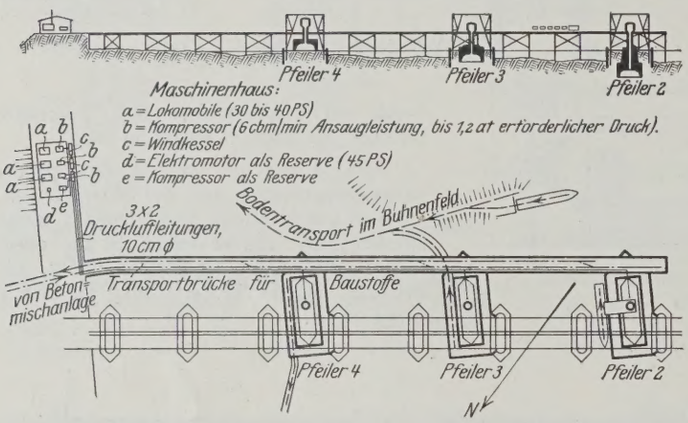
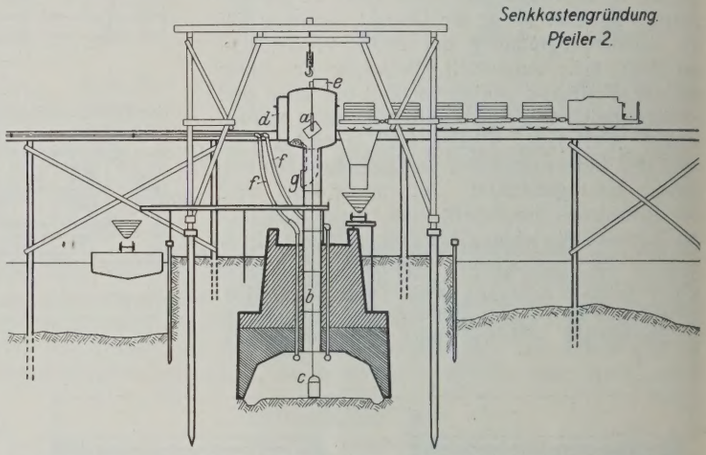


Abb. 12. Anordnung der Senkkastengründung für Pfeiler 2 bis 4 der Oderbrücke.



a Hauptkammer. *b* Förderschacht. *c* Arbeitsraum im Senkkasten. *d* Manschaftsschleuse. *e* Motor für Eimeraufzug. *f* Luftleitungen. *g* Hosen für Bodenabfuhr.

Abb. 13. Senkkastengründung des Pfeilers 2 der Oderbrücke.

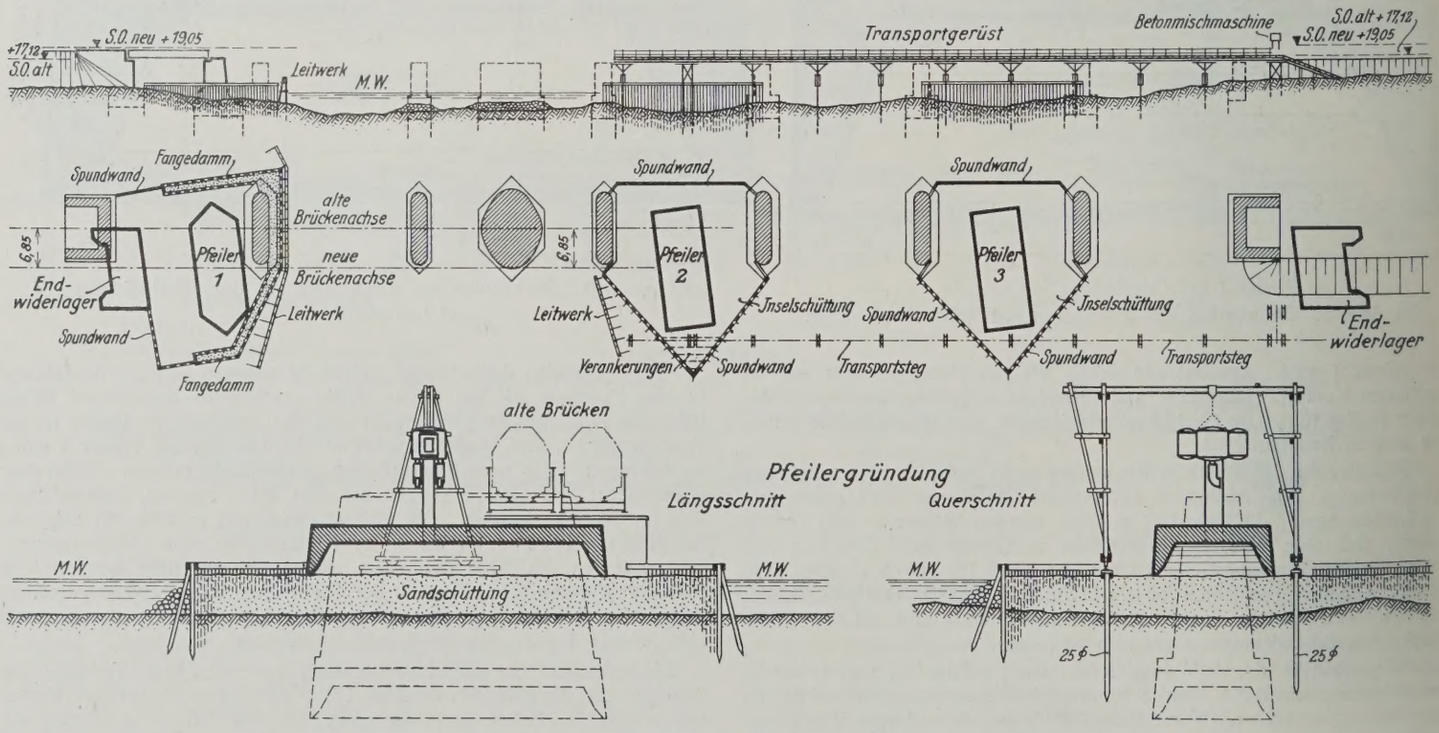


Abb. 14. Allgemeine Anordnung der Senkkastengründung für Pfeiler 2 und 3 der Warthebrücke.

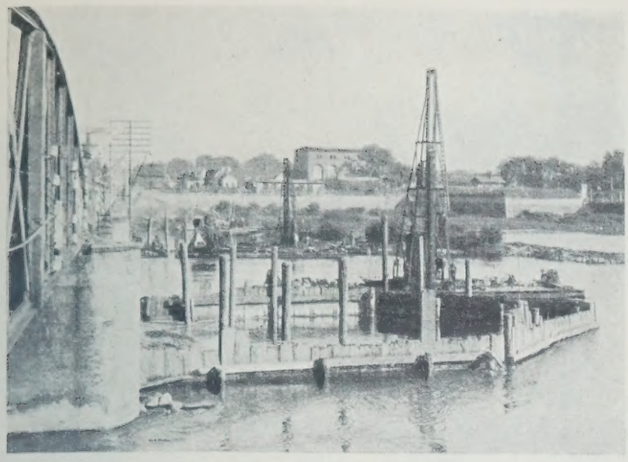


Abb. 15. Oderbrücke. Herstellung der Inseln.

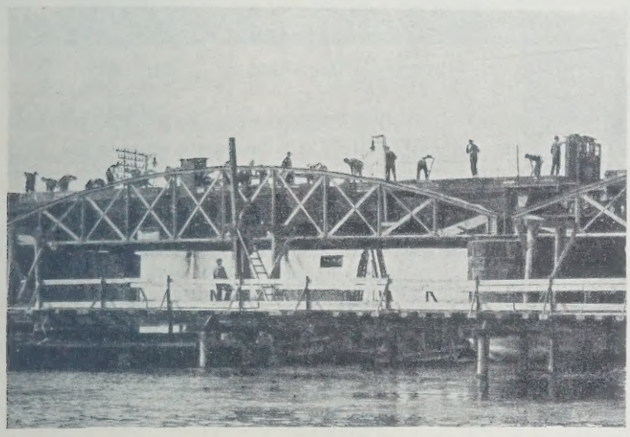


Abb. 16. Warthebrücke. Inselschüttung Pfeiler 2.

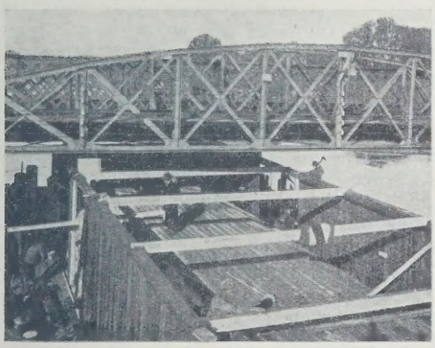


Abb. 18. Oderbrücke. Pfeiler 2.
Schalung und Bewehrung des Senkkastens.

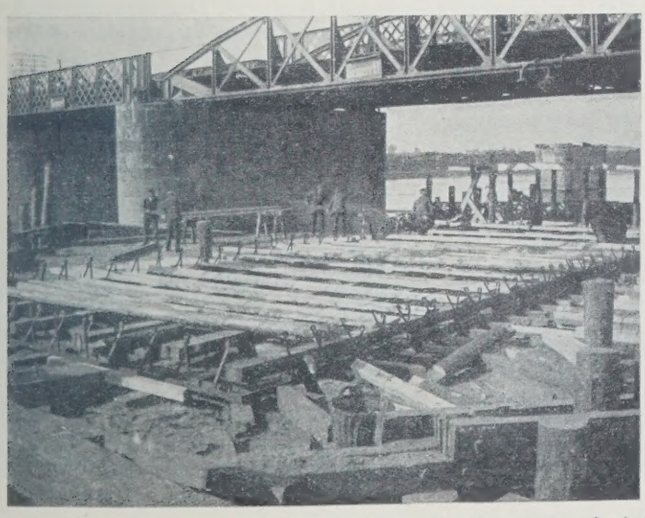


Abb. 17. Warthebrücke. Pfeiler 2. Verlegen der Senkkastenschmiede.

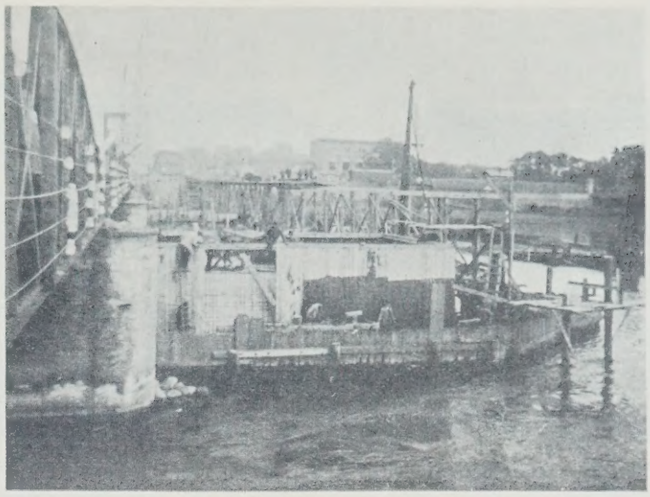


Abb. 19. Oderbrücke. Transportsteg und Herstellung des Senkkastens für Pfeiler 2.

nächsten Bildern. Abb. 18 u. 19 zeigen diese Arbeiten bei Herstellung des Senkkastens für Pfeiler 2 der Oderbrücke. Auf dem letzteren Bilde ist auch die Transportbrücke zum Heranschaffen der Baustoffe zu sehen, die sich vom östlichen Ufer bis nach Pfeiler 2 erstreckt. Abb. 20 zeigt die Eisenbewehrung für den Senkkasten des Pfeilers 3 der Warthebrücke, Abb. 21 die Betonierung desselben Senkkastens und das Heranschaffen des Betons von der Mischmaschine über die Transportbrücke zum Pfeiler.

Auf dem nächsten Bilde (Abb. 22), das zugleich eine gute Ansicht der alten Brücke gewährt, sehen wir die Senkkasten für Pfeiler 2 bis 4 der Oderbrücke fertiggestellt. Die Senkkasten sind in hochwertigem Zement im Mischungsverhältnis $1 : 4^1/_2$ betoniert. Mit dem Aufbringen der Schleusen konnte sieben Tage nach Beendigung des Betonierens und mit dem Absenken wenige Tage später begonnen werden. Den Einbau der

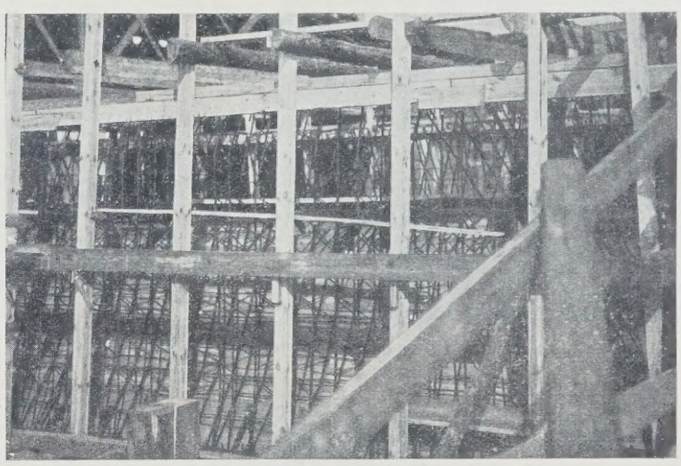


Abb. 20. Warthebrücke. Senkkastenbewehrung für Pfeiler 3.

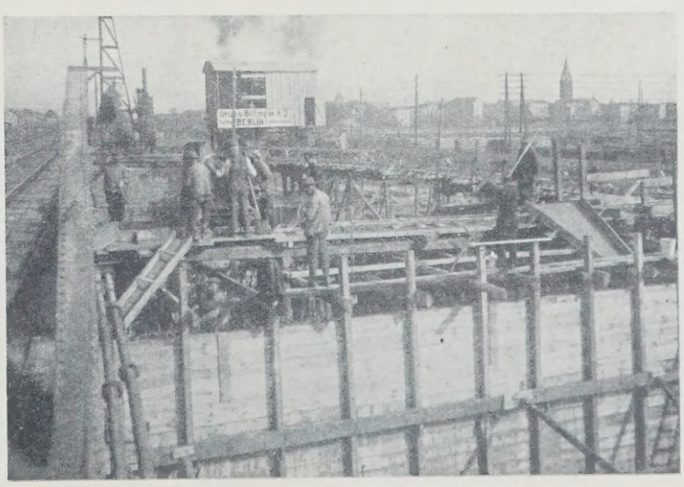


Abb. 21. Warthebrücke. Transportsteg und Senkkastenbetonierung.

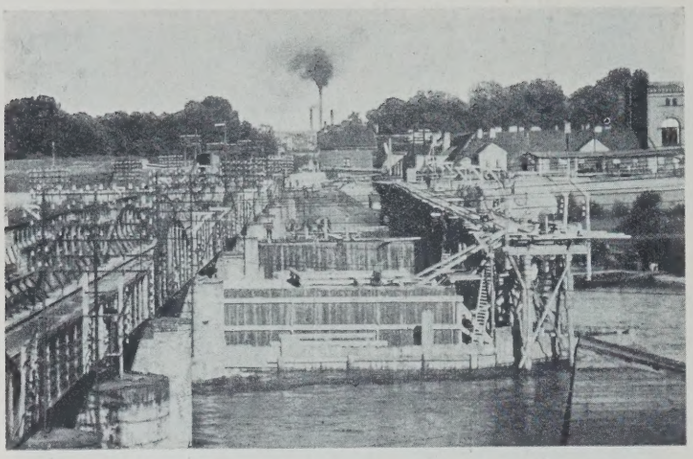


Abb. 22. Die fertigen Senkkasten für Pfeiler 2 bis 4 der Oderbrücke.

Schleuse und den äußeren Arbeitsvorgang beim Absenken eines Pfeilers vergegenwärtigt Abb. 23 (aufgenommen an der Warthebrücke). Die Ausbildung der Mannschaftschleuse und der Hosen für die Bodenausschleusung, sowie die Zuführung der Druckluft sind auf dem Bilde gut zu erkennen. Auf dem rechten Transportsteg wird der Boden abgefahren, auf dem linken wird das Maurermaterial herangeschafft. Eine Schleusenkammer in liegender Zylinderform fand bei Pfeiler 4 der Oderbrücke Verwendung. Die Ausbildung war im übrigen eine ähnliche. Die Mannschaftschleusen waren am Kopfende des Zylinders angebracht, die Hosen unterhalb der Hauptkammer neben dem Schacht.

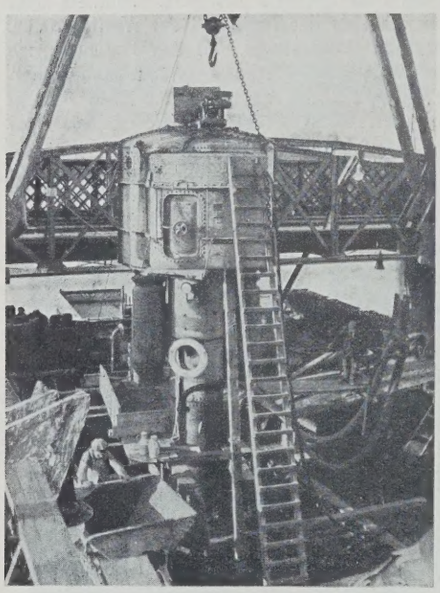


Abb. 23. Absenken des Pfeilers 2 der Warthebrücke.

Bei der Oderbrücke wurde das Absenken der Pfeiler 2, 3 und 4, wie bereits erwähnt, gleichzeitig betrieben und war Ende November 1925 bei allen drei Pfeilern beendet. Schon zeigten sich auch die ersten Anzeichen des Winters. Anfang Dezember trat bereits Eisgang ein, und der Transportsteg mußte mit größter Beschleunigung abgebrochen werden (s. Abb. 24). Die Pfeilerschäfte waren den Angaben der Wasserbauverwaltung entsprechend vor Winter nur 50 cm bis höchstens 1 m über MW hochgeführt worden, um bei den gegeneinander versetzten alten und neuen Pfeilern Gefahren bei Hochwasser und Eisgang zu vermeiden.

Abb. 24. Eisgang in der Oder, Dezember 1925.

Bei dem an der westlichen Landseite gelegenen Pfeiler 1 der Oderbrücke war Ende November der Senkkasten fertiggestellt. Das Absenken geschah mit Unterbrechung im Dezember 1925 und Januar 1926 (s. Abb. 25).

Für das Absenken beider Pfeiler der Warthebrücke hat nur eine Schleuseneinrichtung Verwendung gefunden. Als erster wurde Pfeiler 2 im November unter gleichzeitigem Hochmauern des Pfeilerschaftes abgesenkt. Danach wurde die Schleuseneinrichtung nach Pfeiler 3 verlegt, dessen Absenkung erst Mitte Dezember beendet war. Das Entfernen der Inselspundwand bei Pfeiler 2 der Warthebrücke mußte bereits bei starkem Eisgang geschehen (s. Abb. 26).

Während der Wintermonate konnten im übrigen nur noch wenige Arbeiten, wie Entfernen der Inseln und Herstellen der Fundamente für die Landwiderlager, betrieben werden.

Im März 1926 mußte jedoch, um das sehr angespannte Bauprogramm für dieses Jahr durchführen zu können, das Hochmauern sämtlicher Pfeiler und das Herstellen der Auflagerbänke in Angriff genommen werden. Da die Pfeiler zum Teil durch das zu dieser Zeit herrschende Hochwasser überflutet waren, anderseits keinesfalls Zeit verloren werden durfte, wurden für einige Pfeiler etwa 1,30 m hohe hölzerne Kasten aus gespundeten Bohlen angefertigt, auf die Pfeiler herabgelassen und abgedichtet (s. Abb. 27). Die Kasten werden in zwei Hälften, zwischen Prahmen eingehängt, herangefahren. Sie greifen 35 cm über die vorhandenen Pfeilerschäfte über, gegen die sie sich mit Polsterung anlegen. Im unteren Teil werden sie mit Spannschrauben fest angezogen, im oberen durch Steifhölzer auseinandergehalten. Im Schutze dieser Kasten, innerhalb deren das Wasser ausgepumpt wurde, konnte nun das Hochmauern der Pfeiler vor sich gehen.

Abb. 28 zeigt das Hochmauern des Pfeilers 2 der Warthebrücke. Der oberste Teil der Pfeiler konnte zunächst nur für das neue Gleis Berlin—Schneidemühl fertiggestellt werden. Der unter der alten Brücke gelegene Teil mußte vorerst zurückbleiben.

Während der gesamten Bauzeit fand eine besondere Sicherung der Schiffahrt statt durch Vorhalten von Bugsierdampfern auf Oder und Warthe.

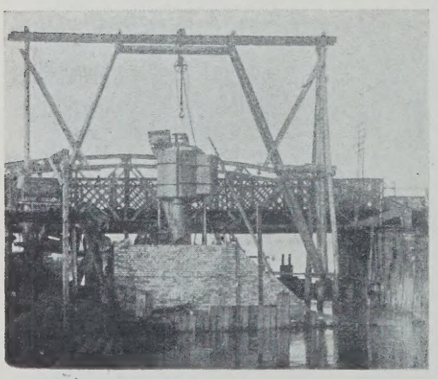


Abb. 25. Absenken des Pfeilers 1 der Oderbrücke.

Abb. 26. Warthebrücke. Entfernen der Inselspundwand bei Pfeiler 2.

Abb. 27. Warthebrücke. Mauerkasten zum Hochmauern des Pfeilers 2.

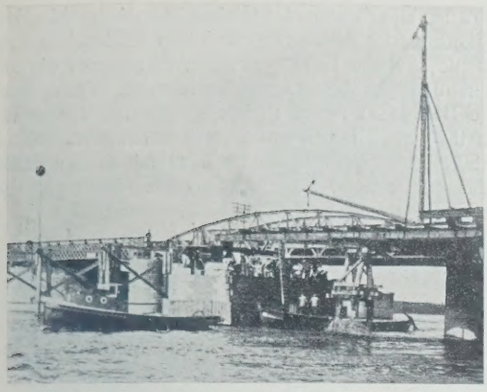


Abb. 28. Hochmauern des Pfeilers 2 der Warthebrücke.

Sämtliche Schiffe müssen in angemessener Entfernung vor den Brücken halten. Der auf Abb. 28 sichtbare Signalball über der Drehbrücke gibt, je nachdem er hochgezogen oder heruntergelassen ist, die Erlaubnis zur Durchfahrt in der einen oder der anderen Richtung durch die neben der Drehbrücke frei gehaltene Schiffahrtöffnung.

d) Die Aufstellung der eisernen Überbauten.

Gleichzeitig mit dem Hochmauern der Pfeiler wurde im März 1926 auch mit dem Rammen und Aufstellen der Rüstungen für die Montage der Überbauten im Gleis Berlin—Schneidemühl begonnen. Sowohl bei der Oder als auch bei der Warthe wurde am Ostende angefangen. Abb. 29 zeigt den Zustand bei der Oderbrücke Mitte April. Pfeiler 3 und 4 sind bereits hochgeführt. Am Pfeiler 2 wird noch gearbeitet. Der östlichste Überbau von 53,4 m St.-W. ist bereits zusammengebaut. Für die beiden nächsten Überbauten sind bereits die Pfahljoche für das Aufstellungsgerüst geschlagen.

An der Warthe wurde die Aufstellung der Überbauten 2 und 3 (s. Abb. 30), gleichzeitig am Pfeiler 3 beginnend, in der zweiten Aprilhälfte in Angriff genommen und so gefördert, daß der Zusammenbau der beiden ersten Überbauten Anfang Mai beendet war. Das Vernieten des Obergurtes und den ersten Teil der Rüstung für den 80-m-Überbau sehen wir in Abb. 31.

Unter den großen Überbauten von 80 m St.-W. mußte zwischen zwei alten Strompfeilern eine Schiffahrtöffnung frei gehalten werden. Zu dem Zwecke mußten hier Rüstträger von rd. 36 m St.-W. eingebaut werden.

Die Firma Druckenmüller (Berlin), die die Überbauten des ersten Gleises der Warthebrücke herstellte, verwandte hierfür Fachwerkträger von 36 m St.-W., deren Gurtungen aus den Hälften alter Vollwandblechträger gebildet wurden. Die Träger wurden auf der festen Rüstung zusammengebaut und dann jeder Hauptträger der Rüstbrücke einzeln mittels eines auf einem Prahm montierten Schwimmgerüstes auf den neuen Pfeiler 1 hinübergeschoben (s. Abb. 32). Den Einbau des Rüstbodens in die Träger und die Aufstellung des Montagebockkranes auf den Rüstträgern sehen wir in Abb. 33, das Abnieten des großen Überbaues in Abb. 34.

Die Firma Beuchelt, die die Überbauten des ersten Gleises der Oderbrücke montierte, verwandte über der Schiffahrtöffnung einen vorhandenen Rüstträger von 36,85 m St.-W., der mittels angesetzten Schnabels über die frei zu haltende Öffnung hinübergeschoben wurde. Der Rüstträger, der eine Hauptträgerentfernung von 3 m und eine Höhe von 3,70 m hat, wird

Abb. 29. Aufstellungsbeginn an der Oderbrücke.

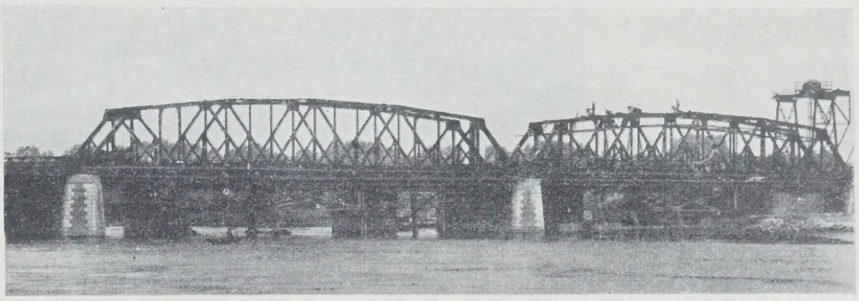


Abb. 31. Das Vernieten der östlichen Überbauten der Warthebrücke.

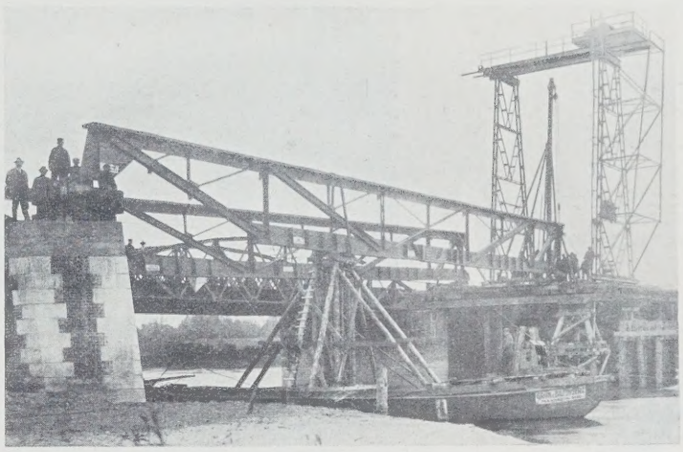


Abb. 32. Das Hinüberschieben des Rüstträgers über die Schiffahrtöffnung der Warthebrücke.

Abb. 30. Aufstellung der beiden östlichen Überbauten der Warthebrücke, Gleis Berlin—Schneidemühl.

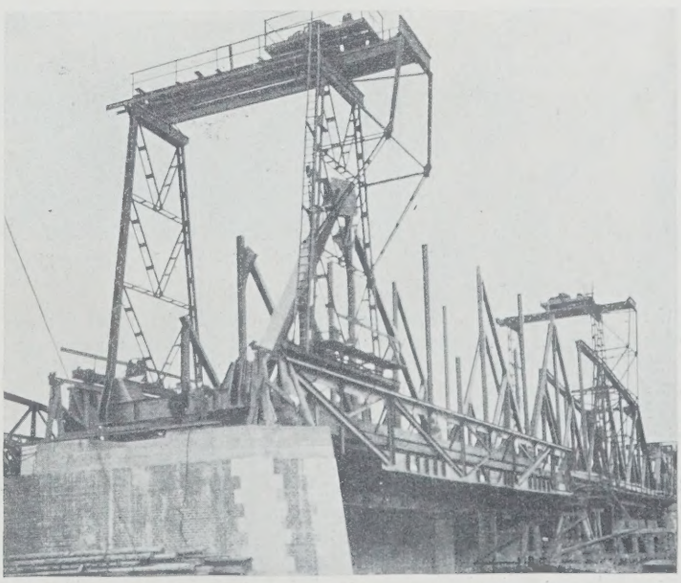


Abb. 33. Aufstellung des Überbaues von 80 m St.-W. im Gleis Berlin—Schneidemühl der Warthebrücke.

einschließlich eines 16,2 m langen Schnabels auf dem westlichen festen Teil der Rüstung für den 80-m-Überbau, sowie über der Straßenunterführung zusammengebaut. Sodann wird er auf einer Rollbahn, unter gleichzeitiger Aufbringung von Ballast an seinem Westende, nach Osten hin verschoben, bis der Schnabel den neuen Pfeiler 2 erreicht (s. Abb. 35). Nach weiterem Verschieben, wobei der Schnabel in den bereits zusammengebauten Überbau der östlichen Nachbaröffnung hineinragt, kann der eigentliche Rüstträger über der Schiffahrtöffnung abgesetzt und der Schnabel die Rüstungen für die neuen Überbauten des Gleises Schneidemühl—Berlin hergestellt. Die Ausführung der Rüstungen für diese Gleisrichtung war insofern einfacher, als die südliche Hälfte der alten Pfeiler und die alten Drehbrücken zur Unterstützung mitbenutzt werden konnten. Ferner wurde gleichzeitig die zweite Hälfte der neuen Pfeiler hochgemauert, soweit es vorher noch nicht hatte geschehen können, und der zweite Teil der Auflagerbänke hergestellt. Anschließend konnte dann mit der Aufstellung der Überbauten für das zweite Gleis begonnen werden. Nach dem Bau-

Abb. 34. Das Abnieten des Überbaues von 80 m St.-W. im Gleis Berlin—Schneidemühl der Warthebrücke.

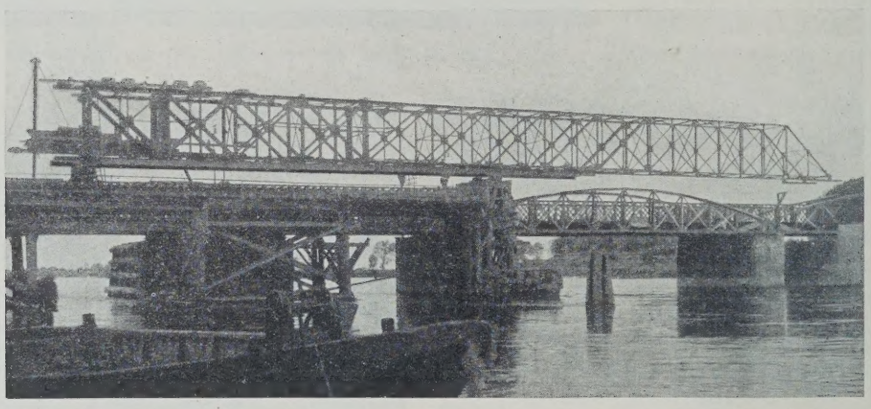


Abb. 35. Hinüberschieben des Rüstträgers über die Schiffahrtöffnung der Oderbrücke, Gleis Berlin—Schneidemühl.

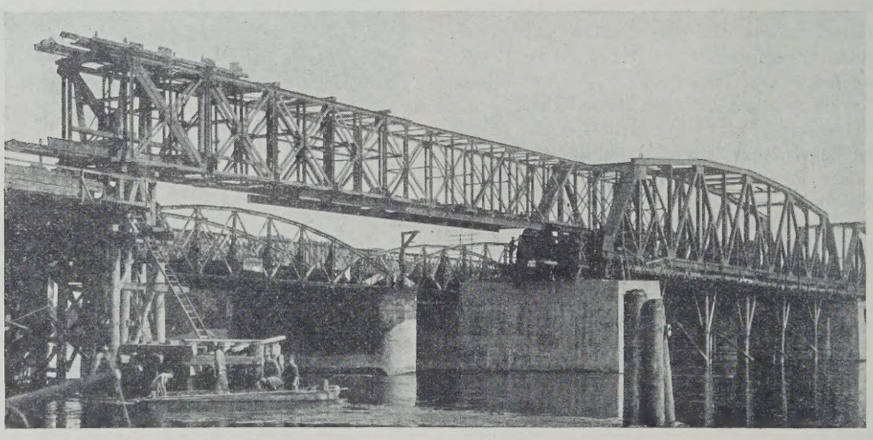


Abb. 36. Der Rüstträger über der Schiffahrtöffnung der Oderbrücke.

entfernt werden (s. Abb. 36). Der Rüstboden wird hier unter der Rüstbrücke an deren Hauptträgern angehängt. Der beiderseits auskragende Montagekran fährt auf dem Rüstträger. Abb. 37 zeigt eine Aufnahme von der Montage des großen Überbaues der Oderbrücke.

Durch dauerndes Arbeiten mit Doppelschichten von je zehn Stunden gelang es, die Montage der Überbauten im Gleis Berlin—Schneidemühl so zu fördern, daß die Brücken pünktlich nach dem Bauplan am 1. Juli 1926 in Betrieb genommen werden konnten (s. Abb. 38), nachdem am Tage vorher die Belastungsversuche vorgenommen worden waren.

Am gleichen Tage wurde auch bereits mit dem Abbruch der alten Überbauten Berlin — Schneidemühl begonnen. Der Abbruch geschah größtenteils von festen Rüstungen aus, bei der Oderbrücke zum Teil auch durch Ansetzen eines Schnabels an die alten Überbauten und Längsverschiebung. Nach Entfernung der alten Brücken wurden dann sofort plan wurde jetzt am Westende mit den 80-m-Überbauten angefangen. Abb. 39 zeigt den Beginn der Aufstellung des großen Überbaues im Gleis Schneidemühl—Berlin der Oderbrücke. Der Überbau wird höher montiert, um unter den Rüstträgern die nötige Durchfahrthöhe für die Schiffe zu lassen. Das Bild gewährt zugleich einen guten Einblick in die soeben fertiggestellten Überbauten des ersten Gleises, insbesondere ist auch die Ausbildung des Portals in Punkt 2 gut zu erkennen. In Abb. 40 sehen wir die Überbauten des Gleises Schneidemühl—Berlin der Oderbrücke nahezu vollendet. Als letzter wird der Überbau 2 aufgestellt, bei dem auf dem Bilde gerade der letzte Obergurtstab eingesetzt wird. Über die im Vordergrunde sichtbare alte Brücke geht noch der Betrieb. Unter ihr bemerken wir bereits den teilweisen Abbruch der alten Pfeiler.

Die Montage der Überbauten des zweiten Gleises der Oderbrücke geschah durch die Firma Steffens & Nölle (Berlin).

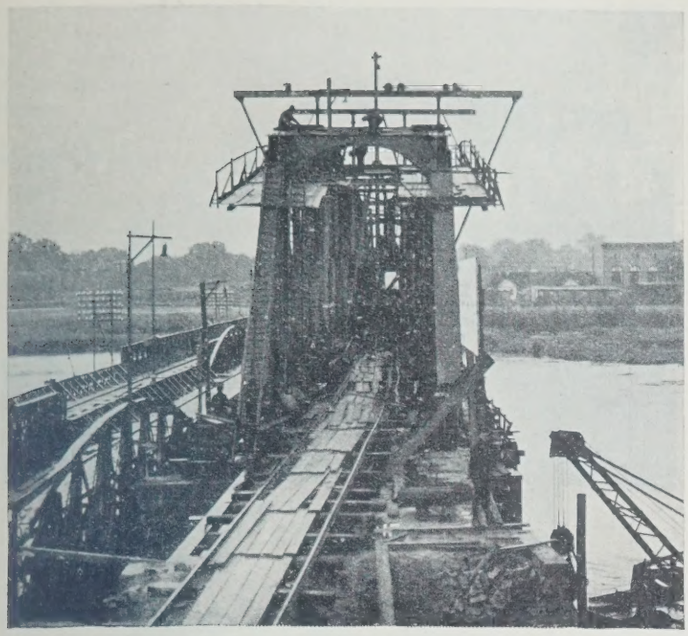


Abb. 37. Aufstellung des großen Überbaues der Oderbrücke im Gleis Berlin—Schneidemühl.

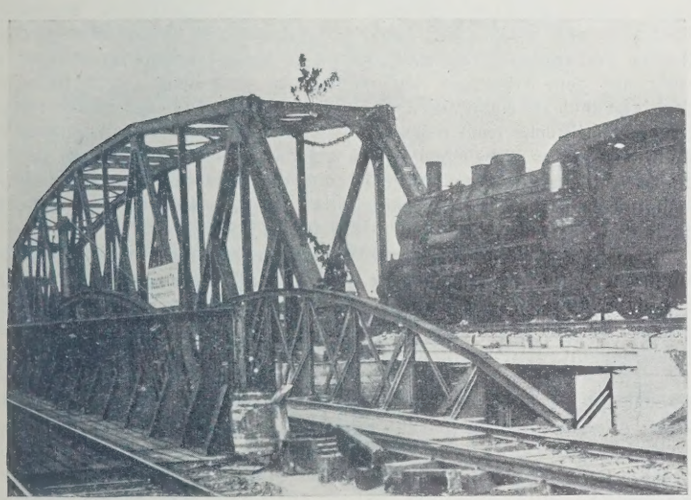


Abb. 38. Inbetriebnahme der neuen Oderbrücke für die Gleisrichtung Berlin—Schneidemühl.

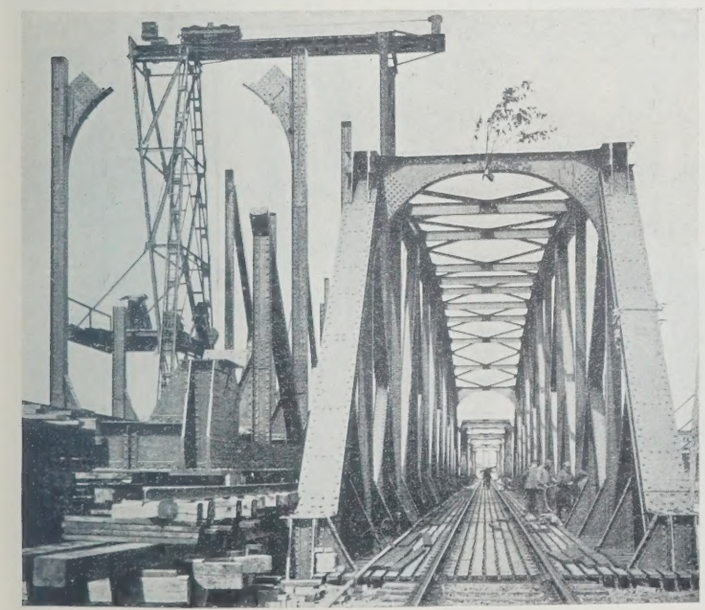


Abb. 39. Beginn der Aufstellung des großen Überbaues der Oderbrücke im Gleis Schneidemühl—Berlin.

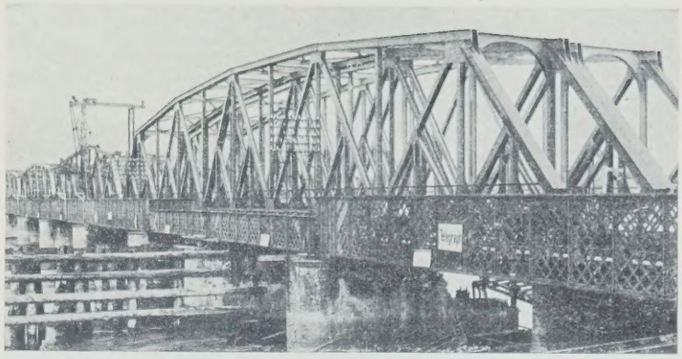


Abb. 40. Aufstellung der Überbauten im Gleis Schneidemühl—Berlin der Oderbrücke nahezu vollendet.

Die Aufstellung der Überbauten des zweiten Gleises der Warthebrücke wurde durch die Eisenbauanstalt Hein, Lehmann & Co. (Berlin) abweichend von den bisher genannten Firmen mittels mehrerer großer Schwenkkrane mit elektrischem Antrieb ausgeführt (s. Abb. 41). Es ist der Firma ihrer Zusicherung entsprechend gelungen, auch bei diesem Verfahren die vorgesehenen kurzen Aufstellungszeiten einzuhalten.

Auch im Gleis Schneidemühl—Berlin mußte unter dem 80-m-Überbau eine Schiffahrtöffnung freigehalten werden. Die Rüstträger hatten hier jedoch nur die Öffnung zwischen zwei alten Pfeilern mit rd. 26,5 m St.-W. zu überbrücken. Die Firma Steffens & Nölle verwandte hierbei Fachwerkträger, deren Hauptträger sie vom Nachbargleis aus seitlich einhob. Die Firma Hein, Lehmann & Co. verwandte vier vorhandene vollwandige Blechträger, die sie ebenfalls einzeln seitlich einhob und hiernach mit Querverband versah.

Die Aufstellungszeiten für die Überbauten des zweiten Gleises waren nicht ganz so angespannt, wie für die des Gleises Berlin—Schneidemühl, aber doch ebenfalls sehr kurz bemessen. Durch äußerste Beschleunigung aller einzelnen Arbeiten und Einlegung doppelter Schichten gelang es, diese Überbauten so rechtzeitig fertigzustellen, daß sie bereits am 13. Oktober, d. h. 12 Tage früher, als im Bauplan vorgesehen war, in Betrieb genommen werden konnten. Dieser Zeitgewinn war für den anschließenden Abbruch der alten Strompfeiler sehr erwünscht. Bilder der fertigen Brücken, von der Südseite aus gesehen, geben die

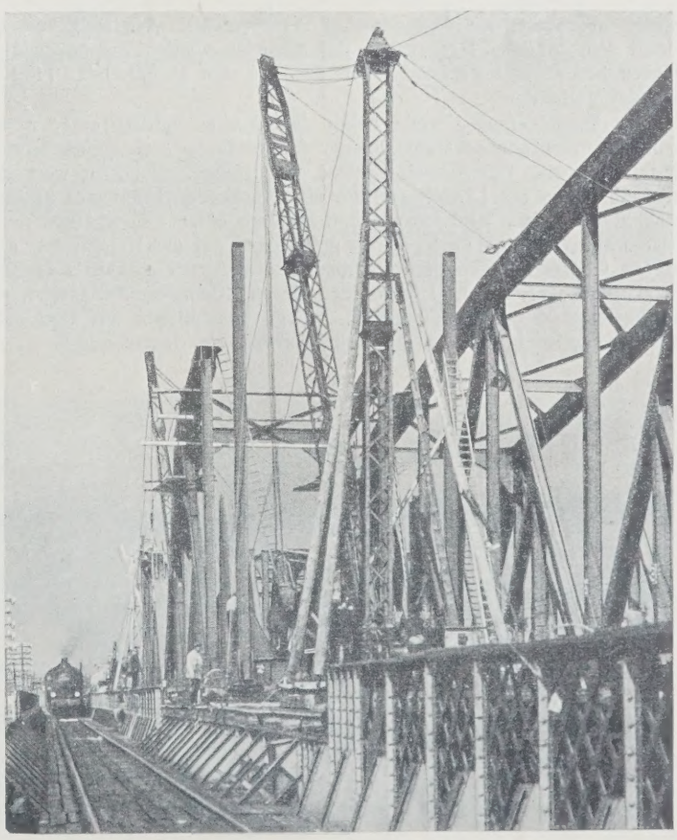


Abb. 41. Aufstellung der Überbauten der Warthebrücke im Gleis Schneidemühl—Berlin.

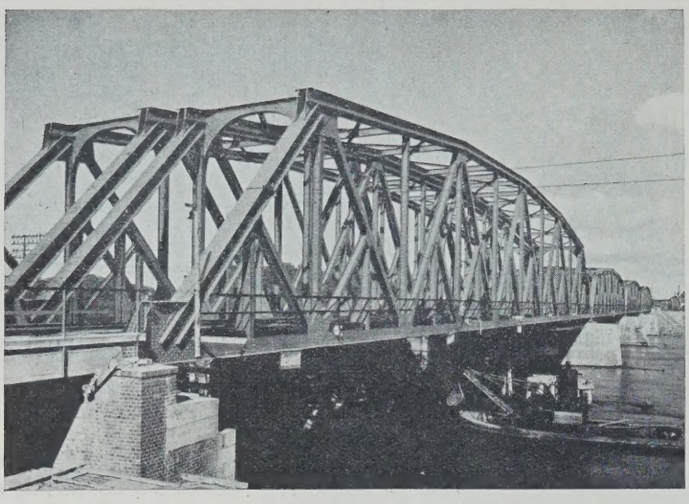


Abb. 42. Die fertige Oderbrücke.

Abb. 43. Die fertige Warthebrücke.

Abb. 42 u. 43, auf denen auch die im folgenden Abschnitt beschriebenen Arbeiten bereits nahezu beendet sind.

e) Die Abbrucharbeiten.

Sofort nach der vollständigen Inbetriebnahme der neuen Brücken galt es nun, schleunigst die alten Überbauten der Gleisrichtung Schneidemühl—Berlin auszubauen und die alten Pfeiler zu beseitigen, da diese Arbeiten den Forderungen der Oderstrombauverwaltung entsprechend noch vor

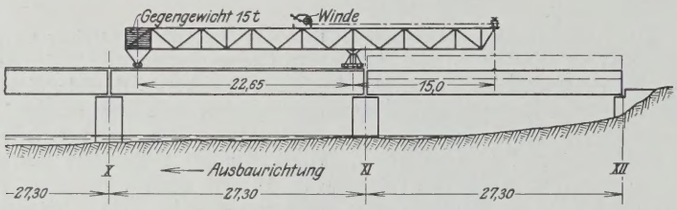


Abb. 44. Abbruch der alten Überbauten der Oderbrücke, Gleis Schneidemühl—Berlin.

Eintritt von Winterhochwasser und Frost möglichst vollständig durchgeführt sein sollten. Der Ausbau der alten Überbauten war bei beiden Brücken besonders interessant durch das von den ausführenden Firmen gewählte Verfahren.

Die Firma Steffens & Nölle nahm den Ausbau mittels einer unter Benutzung vorhandener Montageträger hergestellten Auslegerkranbrücke vor (s. Abb. 44). Der Ausbau beginnt am Ostende. Zunächst wird die Fahrbahn (Quer- und Längsträger) des abzubrechenden Überbaues herausgeschnitten. Sodann wird jeder Hauptträger mit einem Gewicht von rund 20 t einzeln von dem Auslegerkran gefaßt und mit der Kranbrücke, die auf den Obergurten der alten Überbauten läuft, nach rückwärts auf die Nachbarbrücke verfahren. Hier werden sie auf Kleinwagen abgesetzt, an das Westende der Brücke gebracht, zerlegt und mittels des dort aufgestellten Verladebockkranes auf Eisenbahnwagen verladen.

Die Firma Hein, Lehmann & Co. schlug bei der Warthebrücke für den Abbruch der alten Überbauten ein ähnliches Verfahren ein. An einem auf dem Gleis der alten Brücke fahrbaren Bockgerüst von 6 m Länge, 3,80 m Breite und 6,60 m Höhe ist ein 30 m langer Auslegerarm angebracht, der 1,20 m Breite und 1,50 m Höhe hat. Dieser 30 m lange Kranausleger wird über die auszubauende Brücke vorgeschoben und dann an seinem Ende mittels einer Pendelstütze auf dem nächsten Pfeiler abgestützt. Nachdem wie vorhin die Quer- und Längsträger der abzubrechenden Brücke herausgeschnitten sind, wird der auszubauende Hauptträger an einer auf dem Kranträger laufenden Katze aufgehängt, nach rückwärts verfahren und auf Kleinwagen abgesetzt. Sobald auch der zweite Hauptträger einer Brücke nach rückwärts verfahren ist, wird er an dem hinteren Ende des Kranes als Gegengewicht angehängt. Sodann wird die Pendelstütze an dem Auslegerende gelöst und der Kran mit dem angehängten Hauptträger um eine Brückenlänge nach rückwärts verfahren. Abb. 45 zeigt den Zustand während des Verfahrens des Kranes.

Sobald die alten Brückenpfeiler freigegeben sind, wird auch sofort an ihren Abbruch herangegangen. In Abb. 40 konnten wir sehen, daß mit dem Abbruch des südlichen Teiles der Pfeiler bereits begonnen wurde, sobald die Montagerüstung eines neuen Überbaues der Richtung Schneidemühl—Berlin entfernt war. Der obere Teil der Pfeiler wird, um das Sprengen dicht unter den neuen Brücken zu vermeiden, unter Verwendung der „Tübben-Linnemannschen hydraulischen Sprengpumpe“ der Firma Adolf Linnemann (Berlin) abgedrückt. Der Vorgang ist folgender: Zunächst werden 10 cm weite Löcher von etwa 1 m Tiefe in die Pfeiler gebohrt (s. nördliche Pfeilerhälfte in Abb. 40). In diese werden Wasserdruckpressen in Zylinderform von 54 cm Länge und 85 mm äußerem Durchmesser hineingesteckt, die an einer Seite abgeflacht und mit acht Stahlstempeln von 45 mm Durchm. versehen sind. Durch das von einer kleinen Preßpumpe aus durch dünne Kupferrohre in das Innere der

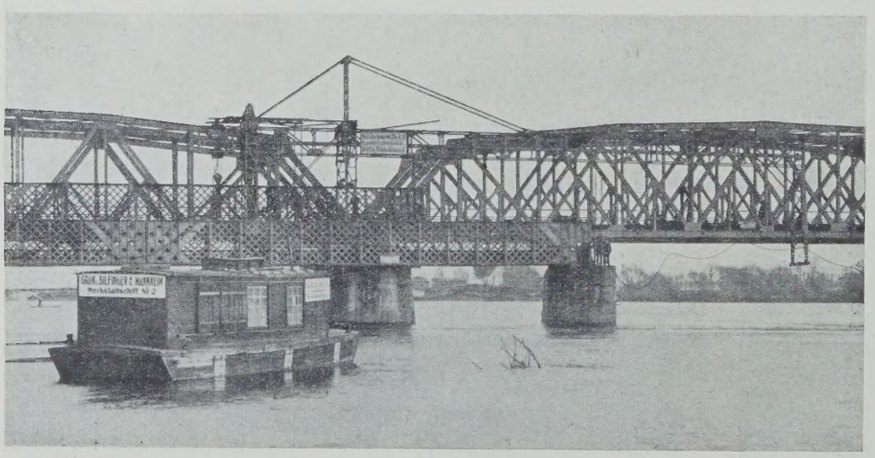


Abb. 45. Ausbau der alten Überbauten der Warthebrücke, Gleis Schneidemühl—Berlin.

Abb. 46. Bohren der Löcher für die Sprengung der alten Pfeiler.

Preßzylinder geleitete Druckwasser werden die Stahlstempel mit großem Druck vorgetrieben; sie drücken das Mauerwerk auseinander. Die einzelnen Blöcke werden in Prahme verladen und abgefahren. Der erzeugte Druck beträgt 400 bis 800 at, so daß Kraftwirkungen bis zu 100 t erzielt werden.

Nach Abbruch des oberen Pfeilerteiles werden die Pfeiler senkrecht bis zur Abbruchsohle verbohrt (s. Abb. 46). Sodann wird die Sprengladung eingebracht und der Pfeiler mit mehreren Sprengungen beseitigt (s. Abb. 47 u. 48). Die Sprengung muß natürlich mit größter Vorsicht geschehen, um eine Beschädigung der neuen Brücken zu vermeiden. Um die Pfeiler bis 1 m unter Flußsohle zu entfernen, ist die dauernde Mitwirkung von Tauchern erforderlich. Mehrere Greifbagger arbeiten in der Oder und Warthe Tag und Nacht an der Beseitigung der Abbruchmassen und der alten Steinpackungen aus dem Flußbett. Nach dem gegenwärtigen Stande der Arbeiten darf erwartet werden, daß die Pfeilerabbrucharbeiten planmäßig Anfang Dezember 1926 beendet sein werden.[1])

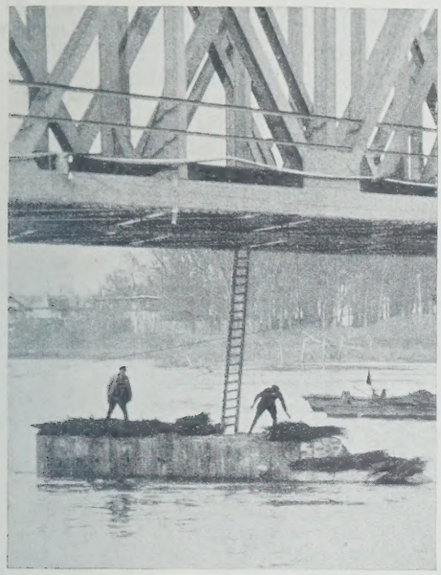


Abb. 47. Einbringen der Sprengladung in die alten Pfeiler.

Abb. 48. Die Sprengung eines alten Pfeilers.

3. Die Warthevorflutbrücke.

Als Warthevorflutbrücke wurde an Stelle der früheren eisernen Überbauten eine gewölbte Brücke mit fünf Öffnungen von je 13,50 m l. W. vorgesehen. Die Pfeiler und Widerlager sind auf Pfahlrost gegründet. Das Mauerwerk der Pfeiler und Widerlager besteht aus Beton mit Klinkerverblendung, das der Gewölbe ganz aus Klinkern. Die Pfeilervorsprünge und Kämpfersteine sind aus Granit hergestellt. Die weiteren Einzelheiten gehen aus Abb. 49 hervor. Auch diese Brücke mußte in zwei Abschnitten für jede Gleisrichtung getrennt ausgeführt werden. Obwohl sich der Ausführung infolge der während der Bauzeit sehr ungünstigen Hochwasserverhältnisse besondere Schwierigkeiten entgegenstellten, wurde die Brücke in beiden Abschnitten planmäßig fertiggestellt. Bemerkenswert ist die einfache und schöne Formgebung, wie wir sie in Abb. 50 sehen.

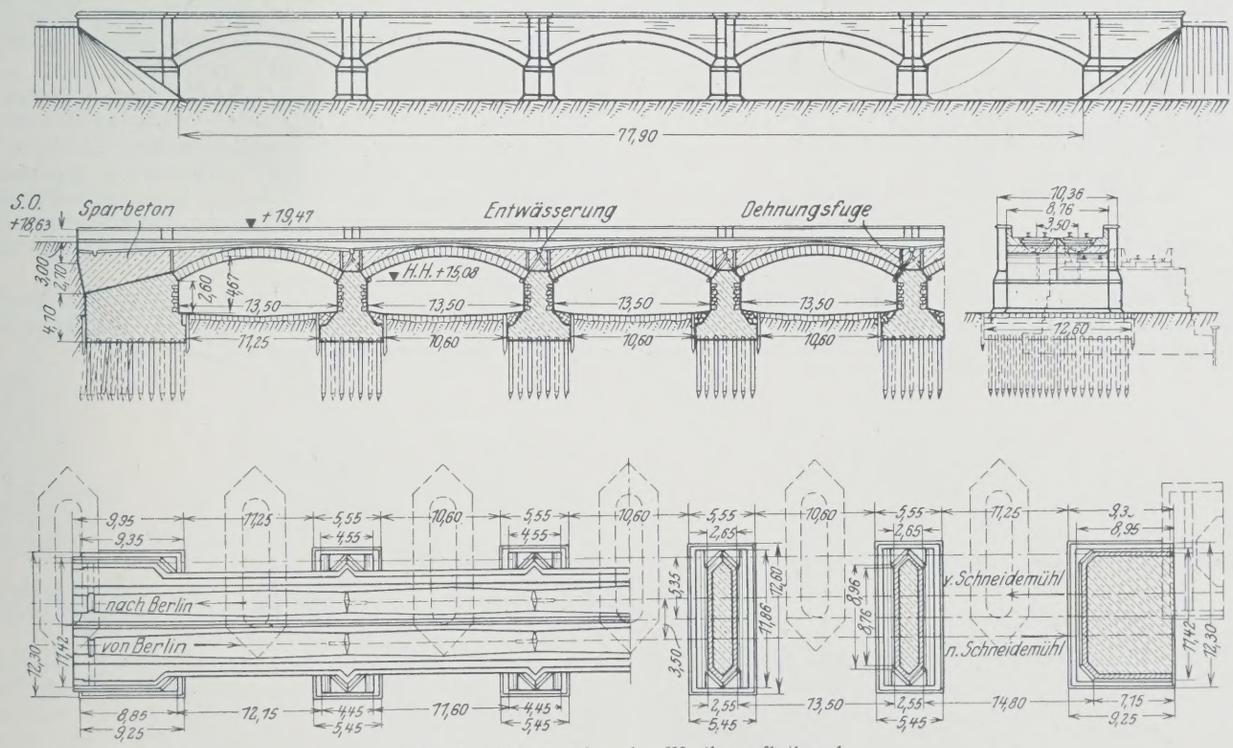


Abb. 49. Brücke über den Warthevorflutkanal.

4. Sonstige mit der Erneuerung der Oder- und Warthebrücken zusammenhängende Bauausführungen.

Im Zusammenhange mit der Erneuerung der Brücken über die Oder und Warthe standen außer den ziemlich erheblichen Erd- und Gleisarbeiten, die sich aus der Hebung und Verlegung der Bahnlinie in einer Länge von 2,3 km, sowie den erforderlichen Änderungen in den beiden

[1]) Geschrieben November 1926.

angrenzenden Bahnhöfen Cüstrin-Altstadt und Cüstrin-Neustadt ergaben, noch einige weitere Bauausführungen, die im folgenden kurz erwähnt seien.

An den westlichen Pfeiler 1 der Oderbrücke beiderseits anschließend war eine Ufermauer in einer Gesamtlänge von 150 m herzustellen (s. Abb. 51). Sie ist zwischen Spundwänden gegründet, ihre Fundamente wurden unter Wasser mittels Trichterschüttung betoniert. Der Trichter war hierbei seitlich verschiebbar in einen Wagen eingehängt, der auf den Spundwänden längs verfahren werden konnte. Die Arbeiten an der Ufermauer waren durch das ungewöhnliche und langanhaltende Hochwasser des letzten Sommers sehr empfindlich behindert.

Die westlich daneben liegende Straßenunterführung mit anschließender Straßenverlegung ist unter der Brücke nicht hochwasserfrei und ist daher auf größere Länge mit einem beiderseits isolierten wasserdichten Eisenbetontrog versehen.

Die Unterführung der Gohrinstraße in km 83,08 mit anschließender Stützmauer mußte neu hergestellt werden. Sie hat Überbauten aus Walzträgern in Grobmörtel mit 7,60 m St.-W. erhalten.

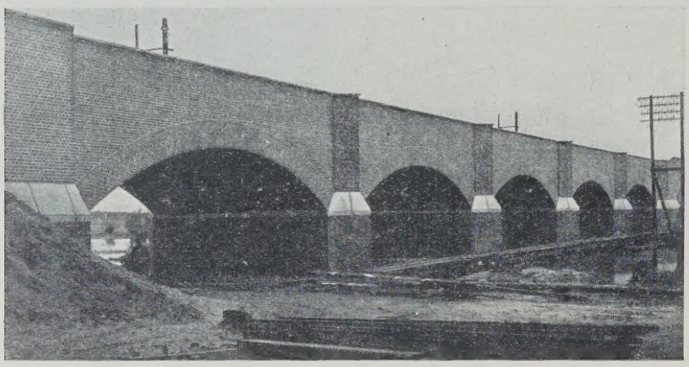


Abb. 50.
Die Warthevorflutbrücke.

Die alte Festungsgrabenbrücke ist in km 83,2 durch einen Rohrdurchlaß von 1 m l. W. ersetzt worden.

Umfangreiche und kostspielige Arbeiten entstanden durch die Verlegung der Pumpstation und Kläranlage der Stadt Cüstrin, die infolge der seitlichen Verschiebung des Bahnkörpers erforderlich wurde.

Schließlich mußte infolge der Linienverlegung auf Bahnhof Cüstrin-Altstadt das alte Empfangsgebäude nebst einer Anzahl von Wohnungen entfernt und durch ein neues, kleineres Dienstgebäude und ein davon getrennt errichtetes Wohnhaus ersetzt werden.

5. Ausführende Firmen und Schluß.

An den Hauptarbeiten waren folgende Firmen beteiligt:

Sämtliche Tiefbauarbeiten an der Oderbrücke einschließlich der Ufermauer und der Straßenunterführung am Westende, sowie einschließlich des Abbruchs der alten Pfeiler führte die Firma Phil. Holzmann A.-G., Zweigstelle Berlin, aus. Sämtliche Tiefbauarbeiten an der Warthebrücke einschließlich des Abbruchs der alten Pfeiler waren der Firma Grün & Bilfinger A.-G., Zweigstelle Berlin, übertragen. Die Warthevorflutbrücke und ein Personentunnel auf Bahnhof Cüstrin-Altstadt wurden durch die Tiefbaufirma Hamann (Berlin) ausgeführt. Die Unterführung der Gohrinstraße und den Festungsgrabendurchlaß hatte die Firma Zölker (Cüstrin) herzustellen. Die Erd- und Gleisarbeiten waren Sache der Firma Schallhorn (Glogau).

An der Herstellung der eisernen Überbauten waren folgende Firmen beteiligt:

Im Gleis Berlin—Schneidemühl montierte Beuchelt & Co., Grünberg, sämtliche Überbauten über die Oder und die Firma Druckenmüller, Berlin, sämtliche Überbauten über die Warthe. Im Nachbargleis montierten Steffens & Nölle, Berlin, die Überbauten über die Oder und Hein, Leh-

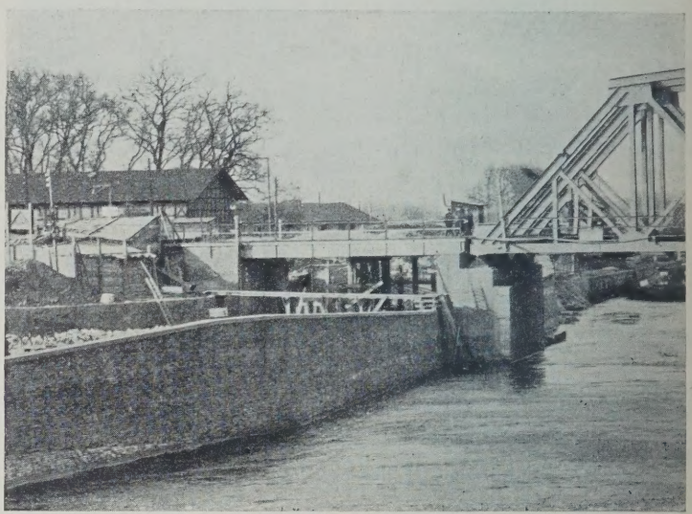


Abb. 51. Ufermauer und Straßenunterführung am Westende der Oderbrücke.

mann & Co., Berlin, die Überbauten über die Warthe. Diesen Firmen war auch die Lieferung der Eisenkonstruktion übertragen bis auf je einen Überbau von 53,4 m St.-W. der Oderbrücke, die seitens der Firma Brass & Hertslet, Berlin, geliefert wurden. Die Blechträgerüberbauten der Straßenunterführung am Westende der Warthebrücke wurden von der Firma Steffens & Nölle geliefert und eingebaut.

Auf die weiteren Arbeiten und Ausführungen, an denen noch zahlreiche Firmen beteiligt waren, soll hier nicht eingegangen werden.

Dem verständnisvollen Zusammenarbeiten der beteiligten Baufirmen, die sich bemühten, den Wünschen der Bauleitung gerecht zu werden, ist es zu verdanken, daß es gelungen ist, diese umfangreiche Bauausführung trotz zeitweise recht widriger Witterungs- und Hochwasserverhältnisse in ungewöhnlich kurzer Zeit in allen Teilen planmäßig zu Ende zu führen.

Die Bauleitung lag in Händen der Reichsbahndirektion Osten in Frankfurt a. d. O., die hierbei durch eine dem Betriebsamt Cüstrin angegliederte Brückenbauabteilung unterstützt wurde.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Erdbebensicherheit von Ingenieurbauten.*)

Von Regierungsbaumeister **Rudolf Briske,** Oberingenieur der Siemens-Bauunion, Berlin.

1. Die statischen Grundlagen.

Die folgenden Darlegungen bilden eine Ergänzung der Veröffentlichung des Verfassers „Die Erdbebensicherheit von Gebäuden“ („Die Bautechnik“ 1927, Heft 30 u. 32) und Erweiterung der dort angeführten statischen und konstruktiven Gesichtspunkte auf Ingenieurbauten, mit besonderer Berücksichtigung der Erfahrungen bei dem großen Erdbeben in Japan 1923. Wie dort ausgeführt, sind die Bauwerke in erster Linie durch das wagerechte Hin- und Herrütteln des Erdbodens gefährdet. Beispielsweise bewegte sich der Erdboden in den tiefer gelegenen, auf alluvialem Schwemmland aufgebauten Stadtteilen von Tokio in einem Zeitraum von 1,35 Sek. um etwa 270 mm hin und her, was einer wagerechten Massenbeschleunigung von 2930 mm/Sek.^{2} oder einem Erschütterungsgrade (Verhältnis der wagerechten Erdbebenbeschleunigung zur Schwere-Beschleunigung) von 30% entspricht. Für die statische Berechnung sind also zu allen senkrechten Lasten dem Erschütterungsgrade entsprechende wagerechte Zusatzkräfte — für das vorliegende Beispiel in Höhe von 30% der senkrechten Kräfte — anzusetzen, die sowohl für die Standsicherheit als auch für die Spannungen der einzelnen Bauwerkteile oft eine wesentliche Rolle spielen.

Weniger wichtig ist im allgemeinen der Einfluß der senkrechten Erschütterungen, die meist nur einen Bruchteil der wagerechten Erschütterungen und somit einen für Spannungsberechnungen meist belanglosen Bruchteil der Schwere-Beschleunigung betragen. Zu beachten bleibt der Einfluß der senkrechten Erschütterungen in den besonderen Fällen, in denen Reibungsvorgänge in Frage kommen; infolge elastischen Stoßes von unten her wird der Reibungszusammenhang aufgehoben. Trockenmauerwerk ist unter allen Umständen zu vermeiden, für innige Verbindung zwischen Fundament und Erdreich ist Sorge zu tragen. Besonders gefährlich wirkt sich bei Erdbeben die Erhöhung des Erddruckes aus; auf diese Frage wird später bei Besprechung der Stütz- und Futtermauern zurückgekommen.

2. Die Gründung der Gebäude.

Nach dem großen Erdbeben nahm man in Japan zunächst vielfach an, das verschiedenartige Verhalten einzelner Bauwerke sei auf mehr oder minder gute Gründung zurückzuführen. Dies trifft nicht zu. Wie bereits eingehend erörtert, war überall die mangelnde Widerstandsfähigkeit gegen wagerechte Erschütterungskräfte schuld an den Zerstörungen der Gebäudekonstruktion. Dagegen waren die Fundamente fast ausnahmslos unversehrt, konnten auch unbedenklich für den Wiederaufbau zerstörter Bauwerke benutzt werden. Die Erklärung ist einfach: Die mit Rücksicht auf die zulässige Baugrundpressung oder Pfahlbelastung konstruierten Fundamente sind im allgemeinen auch der Aufnahme schräggerichteter Kräfte, wie sie sich als Mittelkraft aus senkrechter Belastung und mäßig großer Erschütterungskraft ergeben, gewachsen.

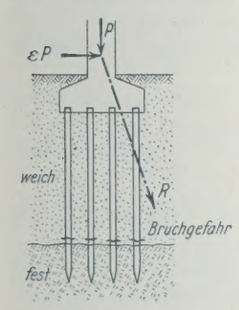


Abb. 1. Pfahlgründung ohne Schrägpfähle.

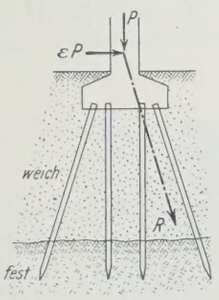


Abb. 2. Pfahlgründung mit Schrägpfählen.

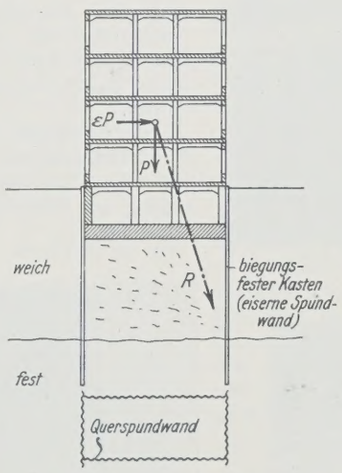


Abb. 3. Gründung mit eisernen Spundwandkasten.

Wo mit großen Erschütterungskräften zu rechnen ist, empfiehlt sich eine Verbindung der Einzelfundamente durch ein Eisenbetongerippe oder die Anordnung einer durchgehenden Grundplatte: Man begegnet auf diese Weise der durch Kanten oder Rutschen einzelner Fundamente gebildeten Gefahr.

Bei stärkerem Erschütterungsgrade ist es notwendig, die Fundamente auf ihre Geeignetheit zur Aufnahme der Erschütterungskräfte nachzuprüfen. Beispielsweise ist für den Fall festen Baugrundes in erreichbarer Tiefe (Abb. 1), bei Überlagerung durch sehr weichen Boden, die Verwendung senkrechter Pfähle wegen der Gefahr des Bruches oberhalb der festen Schicht nicht möglich, es werden Schrägpfähle (Abb. 2) erforderlich, oder die Sicherung des ganzen Fundaments durch einen biegungsfesten Kasten (Abb. 3). Im letzten Falle genügt der am Ausweichen gehinderte, zwischen den Baustellen eingeschlossene weiche Boden hinreichend zur Übertragung des Druckes der schräggerichteten Mittelkraft auf die Grundfläche. Wegen der Herstellungskosten kommen für einen derartigen Kasten nur Spundwände in Frage, und zwar am besten eiserne Spundwände, die eine in der Längsrichtung unverschiebliche und gleichzeitig sehr widerstandsfähige Wand bilden. Auch bei an sich gutem Baugrunde wird tiefere Gründung erforderlich, wenn infolge der Nähe von Erdeinschnitten, wie Kanälen, die Gefahr eines Erdrutsches besteht. Abb. 4 zeigt einen derartigen Fall, wo ein an sich gut konstruiertes Bauwerk infolge Ausweichens des Erdreiches nach einem benachbarten Kanal hin schief gestellt wurde. Hier handelt es sich also tatsächlich um den seltenen Ausnahmefall, daß die Gründung und nicht der Aufbau die Schuld an dem Schaden hatte. An Berghängen mit losen Erd- und Felsmassen hilft auch die beste Gründung nicht; hier bleibt nichts anderes übrig, als von der Bebauung überhaupt abzusehen.

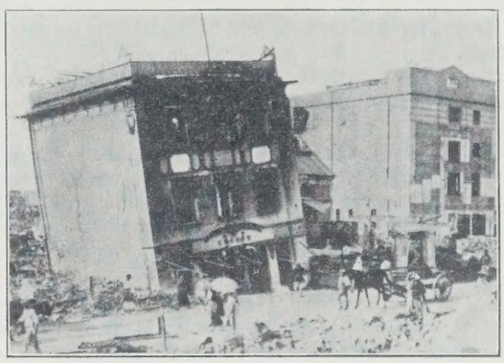


Abb. 4. Schiefstellung eines Hauses durch Ausweichen des Bodens nach einem benachbarten Kanaleinschnitt hin.

Besonders zu beachten ist, daß, neben den Fundamenten selbst, auch die Verbindung zwischen Fundament und Aufbau entsprechend dem Erschütterungsgrade sinngemäß durchkonstruiert wird, besonders wenn — wie im Holz- und Eisenbau — Fundament und Aufbau aus verschiedenen Baustoffen bestehen. Bei kleinen Hochbauten (wie im japanischen Hausbau) kann man, statt kostspielige biegungsfeste Verbindungen durchzubilden, auch den Aufbau lose auf die Fundamente aufsetzen, muß dafür freilich ein Gleiten oder Springen des Bauwerks bei schwereren Erdbeben in Kauf nehmen, ohne an den Kosten des Bauwerks sparen zu können; denn da der Wert der gleitenden Reibung stets unsicher bleibt, kann auch die gleiche Wirkung eintreten, als ob Aufbau und Fundament starr miteinander verbunden wären.

Theoretisch betrachtet ist es denkbar, die Wirkung größerer wagerechter Erdstöße auf das Gebäude überhaupt auszuschalten, indem man z. B. allseitig bewegliche Rollenlager zwischen Aufbau und Fundament einschaltet, die noch genug Reibung haben, um das Abgleiten durch Wind zu hindern, aber bei einem größeren Erschütterungsgrade — vielleicht von 5% aufwärts — eine Bewegung ermöglichen, so daß die Erde mit den fest mit ihr verbundenen Fundamenten unter dem unverändert stehenbleibenden Aufbau hin- und hergleitet. Für den Aufbau genügt alsdann die Berechnung auf den bezeichneten Erschütterungsgrad (5%), trotz tatsächlich stärkerer Erdbeben. Der Gedanke ist auch in der technischen Literatur erörtert.[1]) Die Konstruktion muß dann so gewählt werden, daß die Reibung

*) Demnächst erscheint im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8, eine Arbeit des Verfassers „Die Erdbebensicherheit von Bauwerken“, Preis geheftet etwa 5 R.-M., welche die in der „Bautechnik“ bereits veröffentlichten beiden Abhandlungen „Die Erdbebensicherheit von Gebäuden“ und „Die Erdbebensicherheit von Ingenieurbauten“ sowie einen weiteren Teil „Die Erdbebensicherheit von Türmen und Schornsteinen“ umfaßt.

[1]) Vgl. Viscardini, Erdbebensichere Gründungen. Beton u. Eisen 1925.

zwischen zwei bestimmten Grenzwerten bleibt — dem unteren Grenzwert zur Sicherung gegen Abgleiten durch Wind, dem oberen Grenzwert zur Sicherung gegen Übertragung der größeren Erdbeben auf den Aufbau. Ob das bei der Unsicherheit in der Festsetzung der Reibungsziffer möglich ist, mag dahingestellt bleiben. Wirtschaftlich kommen zu den erhöhten Baukosten noch erhebliche Unterhaltungskosten, u. a. für die Dehnungsfugen, die für eine Erdbebenamplitude von 10 bis 20 cm (Verschiebung 20 bis 40 cm) nötig werden. In Japan ist man inzwischen über Vorschläge dieser Art zur Tagesordnung übergegangen und wählt den vielleicht ein wenig kostspieligen, aber sicheren Weg, für den gesamten Aufbau den Erschütterungsgrad zu berücksichtigen. Wie dies, mit entsprechend kräftigen Säulen oder besser noch massiven Wänden, praktisch erreichbar ist, wurde bereits dargelegt.

3. Brücken.

Gewölbte Brücken und Viadukte haben sich beim Erdbeben im allgemeinen besonders gut bewährt, so der Viadukt der Tokioer Stadtbahn, dessen Konstruktion im wesentlichen derjenigen des Berliner Stadtbahn-Viadukts entspricht.[2]) Bei mäßig hohem Erschütterungsgrade wird bei derartigen Bauten im allgemeinen, wie bei Gewölben im Hochbau, irgend eine Stützlinie möglich. Bei hohen Erschütterungsgraden kommt man freilich auch hier auf verstärkte Abmessungen, so daß die Ziegelbauweise den Wettbewerb mit der Eisenbetonbauweise wirtschaftlich nicht mehr aufnehmen kann.

Bei Balkenbrücken aller Art bleiben naturgemäß die Träger selbst im allgemeinen unbeschädigt, die Zerstörungen waren ausnahmslos auf Rutschen oder Kanten von Widerlagern, auf Abscheren oder ganz besonders häufig auf Umkippen allzu schlanker Pfeiler zurückzuführen. Auch die Resonanzgefahr ist bei sehr schlanken Pfeilern zu beachten.

Einige charakteristische Beispiele für Zerstörungen: Abb. 5: Einsturz einer Holzbrücke über den Sumida-Fluß in Tokio infolge Abbrechens der unzureichend verstrebten Pfähle oberhalb des Flußbodens. Die daneben befindliche eiserne Brücke, auch das im Hintergrunde der Abbildung sichtbare Brauereigebäude in Ziegelmauerwerk und Schornstein waren unverletzt geblieben. Abb. 6 u. 7, ein besonders eigenartiger Zerstörungsfall: Die einzelnen Pfeiler sind abgedreht, die betreffenden Träger daher auf der einen Seite ihrer Auflager beraubt. Abb. 8: Schiefstellung des Mittelpfeilers infolge einer für die wagerechte Erschütterungskraft unzureichenden Gründung und dadurch Herabstürzen der Träger. Abb. 9: Beschädigung der Brückenpfeiler einer elektrischen Schnellstraßenbahn zwischen Yokohama und Tokio. Die Gründung war auf die früher in Japan bei schlechtem Baugrunde allgemein bevorzugte Weise, nämlich für jeden Pfeiler zwei schlanke, tiefhinabreichende Brunnen aus Ziegelmauerwerk, ausgeführt. Die Brunnen sind über der Wasserlinie an der Verbindungsstelle zwischen Über- und Unterbau schwer beschädigt. Zahlreiche Brücken mit ähnlicher Gründung sind schon bei früheren Erdbeben durch Abbrechen der Brunnen oberhalb der Flußsohle zerstört worden.

Die zweckmäßigste Ausführungsform für Brücken mit nur einer Öffnung sind Balkenbrücken. Bogenbrücken, besonders solche mit statisch unbestimmten Systemen, sind wegen der Gefahr, die eine nur kleine Bewegung der Widerlager für das Tragwerk mit sich bringt, tunlichst zu vermeiden.

Für Viadukte empfiehlt sich die Übertragung der durch das Erdbeben hervorgerufenen Längskräfte auf die Endwiderlager, bei längeren Viadukten auf Gruppenpfeiler. Bei geringer Höhe des Viadukts eignen sich Rahmen, ganz in Eisenbeton oder mit eisernen Brückenträgern und leicht bewehrten Eisenbetonpfeilern (Abb. 10 u. 11). Für hohe Viadukte eignen sich vorzugsweise eiserne Gerber-Brücken, entweder mit eisernen Pendelstützen oder beweglichen Auflagern auf leicht bewehrten Betonpfeilern; auf reichliche Verbreiterung der Pendelstützen und Pfeiler ist in Rücksicht auf die Querstöße zu achten. Eine ganz verfehlte Konstruktion sind Eisenbetonviadukte, deren Pfeiler in einzelne Säulen aufgelöst sind.

[2]) Vergl. Baltzer, Die Hochbahn von Tokio. Zeitschr. d. Vereines deutscher Ing. 1903.

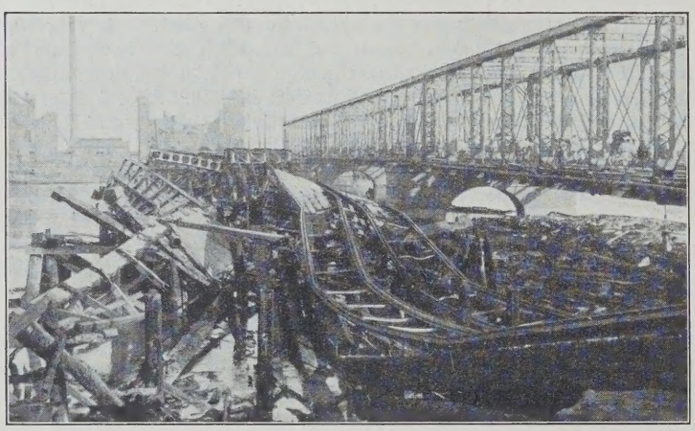


Abb. 5. Flußbrücke, Tokio.

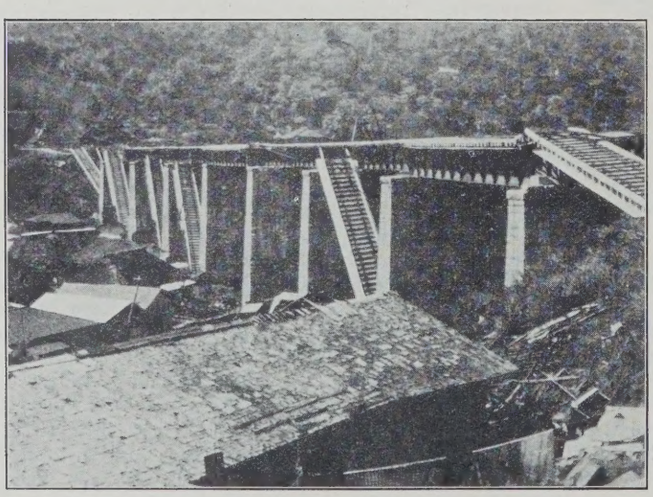


Abb. 6. Eisenbahnbrücke bei Ishibashi, Atami-Bahn.

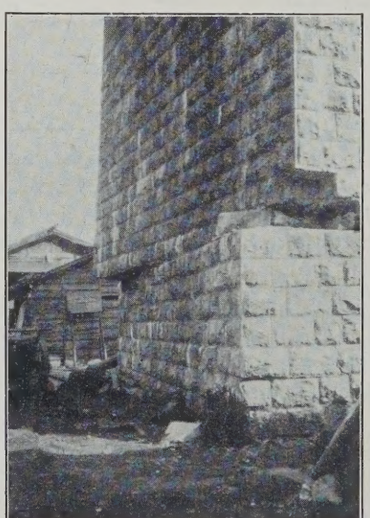


Abb. 7. Pfeiler der Brücke (Abb. 6).

Abb. 8. Kanalbrücke, Yokohama.

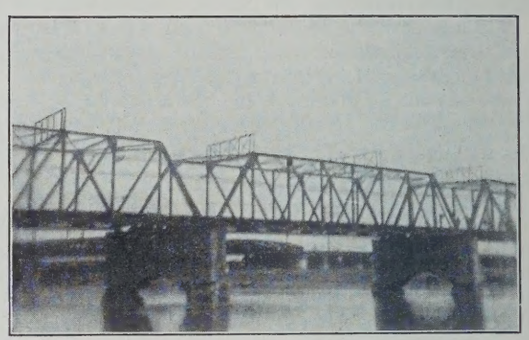


Abb. 9. Brunnengründung.
(Schnellstraßenbahn Tokio—Yokohama bei Kawasaki.)

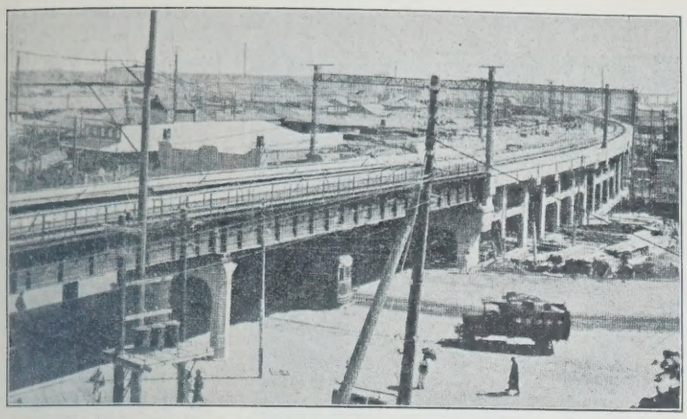


Abb. 10. Stadtbahn-Viadukt Tokio—Uyeno (Betrieb eröffnet 1925).

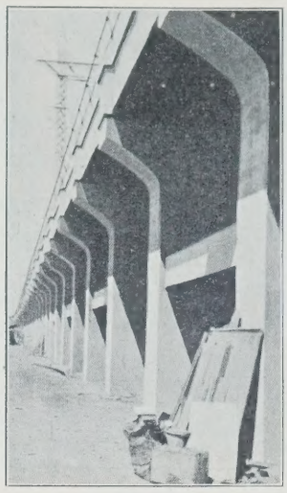


Abb. 11. (Wie Abb. 10.)

Abb. 12. Kanalbrücke Tokio.

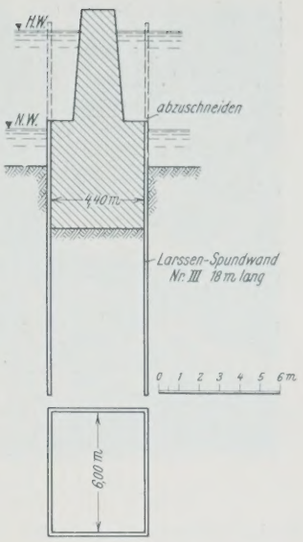


Abb. 13. Pfeiler einer eingleisigen Eisenbahnbrücke über den Toyo-Fluß. (Aichi-Bahn, Japan.)

Für weitgespannte Brücken erfordert die Rücksicht auf Erdbeben außer kräftigen Pfeilern keine besondere Maßnahmen.

Besonders wichtig wird bei den Brückenbauten eine einwandfreie Gründung, die im Stande ist, die Erschütterungskräfte aufzunehmen. Die Verbindung der Einzelpfeiler zu einem einheitlichen Ganzen oberhalb der Fundamente hatte sich im Hochbau als der zweckmäßige Weg erwiesen, Schäden an den Fundamenten zu verhüten. Im Brückenbau ist dieser Weg nur ausnahmsweise angängig (Abb. 12). Meist kommt nur selbstständige Gründung jedes einzelnen Pfeilers in Frage. Gegen die Gefahren des Gleitens, Kantens und Brechens sind sinngemäße Gegenmaßnahmen erforderlich. Bei gutem Baugrunde Verbreiterung des Fundamentfußes; bei Pfahlgründung die Verwendung von Schrägpfählen; bei Brunnen-, Senkkasten- und Druckluftgründung Anwendung biegungsfesten Baustoffes — also Eisenbeton, keinesfalls Mauerwerk — und erhebliche Verbreiterung als Schutz gegen Abbrechen in Höhe der Flußsohle. Bei sehr tief hinabreichenden schlanken Brunnen liegt obendrein Resonanzgefahr vor.

Mit der Frage der Brunnengründung und der Berechnung der Brunnen im Erdbebenfalle hat man sich in Japan theoretisch besonders eingehend beschäftigt.[3])

Das praktische Ergebnis dieser Untersuchung ist, daß Brunnen in Ziegelmauerwerk überhaupt zu meiden sind; statt ihrer sind Eisenbetonbrunnen am Platze, und zwar an Stelle der bei den Ziegelbrunnen bevorzugten zwei kleineren, erst über der Wasserlinie verbundenen Brunnen (Abb. 9) größere elliptische Eisenbetonbrunnen für jeden Pfeiler.

Der Nachteil auch der Eisenbetonbrunnen ist, daß sie aus Ausführungsgründen an verhältnismäßig geringe Ausmaße gebunden sind, daher für den häufigen Fall, daß ein wirklich guter Baugrund in erreichbarer Tiefe überhaupt nicht anzutreffen ist, zur Erreichung der auf Reibung benötigten Mantelfläche sehr tief hinabgeführt werden müssen. Man erreicht (Abb. 13) den gleichen Erfolg wie mit der Brunnengründung durch Gründung zwischen eisernen Spundwänden. Genügenden Zusammenhalt der Spundwand in der Längsrichtung und hinreichendes Widerstandsmoment in der Querrichtung vorausgesetzt, wirkt dabei die ganze Spundwand als ein zusammenhängender Kasten, der das in ihm eingeschlossene Erdreich am Ausweichen verhindert. Ein Hinabführen des Betons auf größere Tiefen ist dabei statisch entbehrlich. Gründungen dieser Art beginnen sich in Japan einzubürgern; im Kampfe der verschiedenen Spundwandsysteme trug das System Larssen den Sieg davon, in Anbetracht seiner Vorzüge hinsichtlich Rammfähigkeit und Widerstandsmoment.[4]) Der größeren Rostsicherheit halber wurden Larssen-Spundwände mit Kupferzusatz bevorzugt.

Betont sei noch, daß sich die auch bei uns übliche Sicherung von Brückenpfeilern gegen Unterspülung auch bei gutem Baugrunde durch Spundwände, bei größeren Tiefen eiserne Spundwände, erst recht im Hinblick auf Erdbeben empfiehlt. Denn das Erdbeben kann den Zusammenhang des Erdreichs lockern, die Unterspülungsgefahr kann somit bei einem später folgenden Hochwasser noch wesentlich erhöht werden. Besonders ist noch zu erwähnen, daß gerade im Brückenbau neben der Frage der Erdbebensicherheit auch der Frage der Feuersicherheit erhöhte Beachtung zu schenken ist. Das Abbrennen von Holzbrücken oder des hölzernen Belages von Eisenbrücken trug beim Brande von Tokio viel zur Erhöhung des Unheils bei, vor allem aber erschwerte der Einsturz zahlreicher Eisenbahnbrücken die rasche Inbetriebsetzung der Eisenbahnen und somit die zum vorübergehenden Abtransport der teilweise obdachlosen Bevölkerung und zum Heranschaffen der notwendigsten Lebensmittel und Materialien nötigen Maßnahmen.

[3]) Vergl. Prof. Mononobe, vibration of loaded structure and its seismic stability.

4. Erddämme und Erdeinschnitte; Linienführung der Eisenbahnen; Eisenbahnoberbau.

Sowohl bei Hochbauten — mit Ausnahme sehr hoher Schornsteine — als auch bei Brückenbauten konnte festgestellt werden, daß man mit wirtschaftlich geringen Mitteln in der Lage ist, erdbebensicher zu bauen.

Viel schwieriger wird das Problem des erdbebensicheren Bauens vom wirtschaftlichen Standpunkte, wenn es sich um reine Erdbauten handelt, seien es Dämme oder Einschnitte mit den zugehörigen Böschungen. Theoretisch wird bei kohäsionslosem Material die Böschung schon durch eine rein wagerechte Erschütterung erheblich verflacht. In Wirklichkeit wird zwar der Zerfall der Böschungen durch die Kohäsion bis zu einem gewissen Grade verhindert, anderseits heben besonders die senkrechten

Abb. 14. Abstürzen von Eisenbahnwagen durch Lockerung des Dammes.

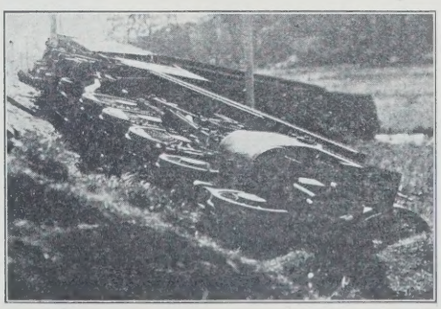


Abb. 15. Abstürzen von Lokomotiven durch Lockerung des Dammes.

[4]) Vergl. die hierauf bezüglichen Untersuchungen in Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. S. 125 u. f.; ferner Dr. Lohmeyer, Versuche über die Widerstandsmomente eiserner Spundbohlen, Bauart Larssen, mit zusammengepreßtem Schloß, „Die Bautechnik" 1927, Heft 2, 4 u. 6, S. 26, 49 u. 73.

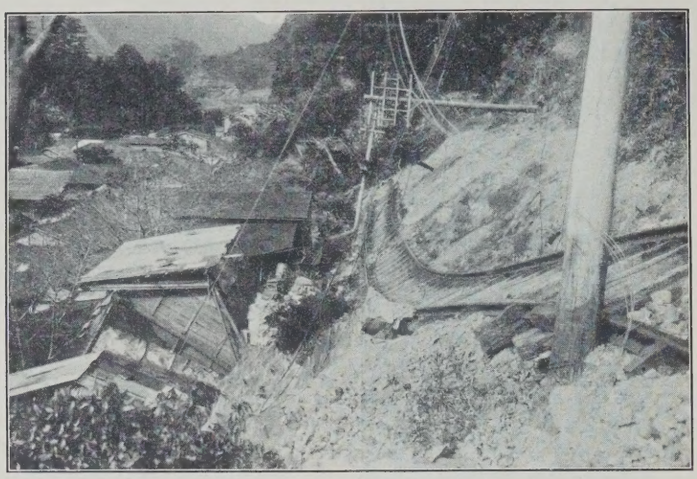


Abb. 17. Bergbahn im Hakone-Gebiet.

Abb. 16. Bergbahn im Hakone-Gebiet.

Erschütterungen die Kohäsion teilweise auf und vermindern den Reibungswiderstand.

Bei den Erdbeben wird die Gefahr dadurch besonders groß, daß die darauf befindlichen Gegenstände in viel stärkerem Maße geschüttelt werden, als es bei festem Untergrunde der Fall wäre: Abb. 14 u. 15 zeigen Eisenbahnwagen und Lokomotive, die die Böschung herabgefallen sind; derartig schwere Eisenbahnunfälle wären, wenn der Oberbau auf gewachsenem Boden aufruhte, kaum vorgekommen, da die Erschütterungskraft an sich die Eisenbahnwagen nicht umwerfen kann und auch Entgleisungen erst bei besonders hohem Erschütterungsgrade zu befürchten sind.

Besonders schwer geschädigt wurden die Gebirgsbahnen, namentlich in Einschnitten, wo oft das Erdbeben leicht verwitterten Felsen löste (Abb. 16 u. 17). Schwer mitgenommen wurden auch fast alle Ufer von Flüssen und Kanälen (Abb. 18 u. 19). Ein Uferschutz durch Abpflasterung der Böschung oder Trockenmauerwerk hat sich als wertlos erwiesen, da die Reibung durch die Erschütterung aufgehoben wird, die Steine herabstürzen und dann nur die Aufräumungsarbeiten erschweren. Eine bessere, wenn auch bei schweren Erschütterungen noch nicht vollkommen sichere Befestigung bieten Faschinenbauten bei Flußufern, Rasen bei Erddämmen und Erdeinschnitten. Eine gute Oberflächenbefestigung ist auf alle Fälle angebracht, weil sonst, nachdem das Erdreich einmal gelockert ist, spätere schwere Regengüsse, bei Uferbauten spätere Hochwasser und hoher Seegang, die Erdbauten nachträglich zerstören können. Auch in dieser Gefahr der nachträglichen Zerstörungen liegt ein Nachteil für Erdbauten gegenüber allen anderen Bauwerken, bei denen, was nicht fest ist, schon beim ersten Stoß in Trümmer geht, so daß auch Nachbeben keine wesentliche Schäden mehr anrichten.

Abb. 18. Kanalböschung, Yokohama.

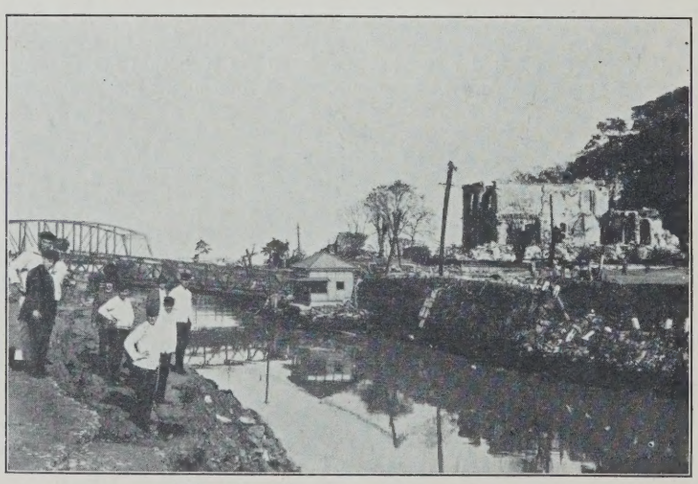


Abb. 19. Ufereinfassung, Yokohama.

Als Schutz von Einschnittböschungen aus stark verwitterungsfähigem Gestein, wie Kalkstein, wurde eine Torkret-Schutzschicht in Japan nach dem Erdbeben mehrfach im Bahnbau angewandt, was sich gut bewähren dürfte. In derartigen Fällen genügt bereits der Schutz gegen Verwitterung, da das nicht verwitterte Gestein im Erdbebenfalle fest bleibt. Zum Teil wurde vor dem Torkretieren eine auf dem Felsboden befestigte Drahtnetzeinlage angebracht.

Bei Erdeinschnitten oder bei Einschnitten in brüchigem Gestein gibt es, wie bei hohen Dämmen, keine zuverlässige Oberflächenbefestigung. Ein Abflachen der Böschungen kommt im allgemeinen nur bei kleineren Abmessungen in Frage; bei größeren Abmessungen wird diese Maßnahme zu kostspielig, man muß entweder, freilich ebenfalls sehr kostspielige Stütz- und Futtermauern herstellen oder die ganze Linienführung ändern.

Eine besonders schwierige Frage ist der Eisenbahnoberbau. Oft geriet der Oberbau, auch wenn die Bauwerke selbst z. B. bei Viadukten gut erhalten waren, infolge Durcheinanderrüttelns des Kiesbettes in Unordnung, was schwere Unglücksfälle infolge von Entgleisung zur Folge hatte. Erwünscht ist die Sicherung eines unverschieblichen Schwellenabstandes, etwa in der sonst in scharfen Kurven gebräuchlichen Anordnung der Verkreuzung der Schwellenfelder durch Zugeisen. Zu erwägen ist auch bei Brücken- und Tunnelbauten das Fortlassen der Bettung unter unmittelbarer Verbindung der Schwellen mit dem Bauwerk, um die bei Brücken und Tunneln schwerwiegende Gefahr einer Verschiebung des Oberbaues und damit eine Entgleisung zu vermeiden, wobei auch die Mehrkosten der Unterhaltung nötigenfalls in Kauf zu nehmen wären. Versuche nach dieser Richtung sind verschiedentlich, auch in Japan, durchgeführt worden, ohne daß jedoch, soweit bekannt, bereits eine technisch und wirtschaftlich geeignete Lösung gefunden wäre.

Bei Bahnbauten im Erdbebengebiet kommt es also, abgesehen von der erdbebensicheren Konstruktion der Bauwerke, vor allem auf die in Zusammenarbeit mit den Seismologen schon bei den allgemeinen Vorarbeiten hinsichtlich Gesamtplan und Linienführung zu treffenden Maßnahmen an. Man wird beispielsweise die Bahn, soweit sonstige Rücksichten es zulassen, lieber durch diluviale Hochflächen als durch alluviale Niederungen führen.

Zur Vermeidung der Gefahr von Bergrutschen wird bei Bergbahnen vielfach, trotz der Mehrkosten für Tunnel oder Viadukte, eine durch Erdbeben weniger gefährdete Linienführung vorzuziehen sein. Auch die Wirtschaftlichkeitsgrenze zwischen hohen Dämmen und Viadukten, tiefen Einschnitten und Tunneln verschiebt sich im Erdbebengebiet zugunsten der Kunstbauwerke.

5. Stütz- und Futtermauern, Uferwände.

Vor Erörterung der Konstruktion von Stütz- und Futtermauern gilt es zunächst, das Problem der Erhöhung des Erddrucks durch das Erdbeben zu erörtern.

Selbstverständlich muß man sich darüber klar sein, daß, wie bei Untersuchungen über Erddruck überhaupt, so erst recht beim Zusammentreffen des Erddrucks mit Erdbeben, jede Rechnung nur einen groben Anhalt zur Erfassung der wirklichen Naturerscheinung geben kann. Immerhin ist es

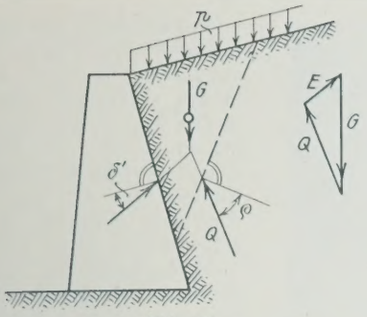


Abb. 20.
Coulombsche Erddruckkonstruktion.

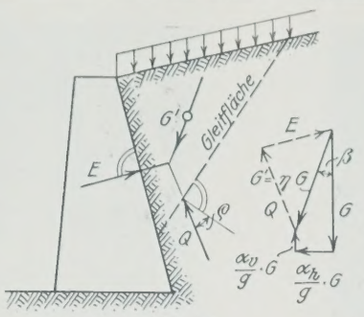


Abb. 21.
Coulombsche Erddrucktheorie erweitert auf den Fall des Erdbebens.

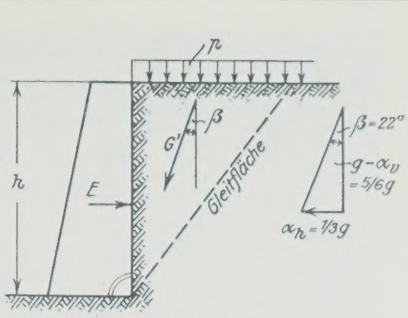


Abb. 22.
Vergrößerung des Erddrucks infolge Erdbebens bei lotrechter glatter Wand.

wesentlich, sich den Vorgang der Erhöhung des Erddrucks beim Erdbeben in seinen Grundzügen auch rechnerisch klar zu machen.

Bei der in der Praxis im allgemeinen bewährten Coulombschen Theorie des Erddrucks findet man den Erddruck gemäß Abb. 20 durch Annahme einer ebenen Gleitfläche und Zerlegung des Gewichtes G des Erdkörpers samt Auflast nach den Seitenrichtungen E und Q, wobei Q um den Reibungswinkel ϱ des Erdreichs gegen die Gleitfläche geneigt, E um den Reibungswinkel δ' zwischen Erde und Mauerwerk gegen die hintere Wandfläche geneigt ist.

Die grundsätzliche Betrachtung bleibt unverändert, wenn man gemäß Abb. 21 statt des Erdgewichts G die schräggerichtete Mittelkraft aus Gewicht und Erdbebenkraft

$$G' = \frac{G\left(1 - \frac{\alpha_v}{g}\right)}{\cos\beta} = G\,\eta$$

in die Rechnung einführt. Die einfachste Betrachtungsweise ist dabei die gedachte Schiefstellung der Erde um den Pendelwinkel β bei unverändert gedachter Schwerkraftrichtung. Man kann dann ohne weiteres die bekannten graphischen Verfahren, wie die Ponceletsche Konstruktion des Erddrucks, anwenden.

Es empfiehlt sich in Erdbebengebieten allgemein, mit Rücksicht auf den Einfluß der Erschütterung, den Reibungswinkel δ' zwischen Erde und Mauerwerk gleich Null zu setzen, entsprechend der auch sonst bei Möglichkeit einer Erschütterung, z. B. bei Stützmauern an Eisenbahndämmen, üblichen Annahme.

Die auf diese Weise theoretisch herzuleitende Vergrößerung des Erddrucks ist außerordentlich hoch. Für den im Bilde dargestellten Fall einer lotrechten, glatten Mauer wird unter der Annahme eines Reibungswinkels von $\varrho = 37°$ der Erddruck ohne Rücksicht auf das Erdbeben

$$E = {}^1/_2\,\gamma'\,h^2\,\mathrm{tg}^2\,(45° - \varrho/2) = {}^1/_8\,\gamma'\,h^2$$

$\left(\gamma \text{ Einheitsgewicht der Erde};\ \gamma' = \gamma + \frac{2p}{h}\right)$.

Nimmt man entsprechend den für Tokio geltenden Brückenbauvorschriften eine wagerechte Erdbebenbeschleunigung von $^1/_3$ der Schwere-Beschleunigung und eine gleichzeitige Verminderung der Schwere-Beschleunigung um $^1/_6$ ihres Wertes an, so bedeutet dies (Abb. 22) eine Änderung der Kraftrichtung um den Winkel $\beta = 22°$. Die analytische oder graphische Berechnung des Erddrucks ergibt für $\varrho = 37°$ und $\beta = 22°$ den Wert

$$E = 0{,}237\,\gamma'\,h^2,$$

also eine Erhöhung des Erddrucks nahezu um das Doppelte. Die hier im einzelnen nicht wiedergegebene Zwischenrechnung ist etwas umständlich; brauchbare, allerdings etwas zu hohe Werte liefert für beliebige Annahmen von ϱ und β die einfache Näherungsformel

$$E = {}^1/_2\,\gamma'\,h^2\,\mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varrho - \beta}{2}\right).$$

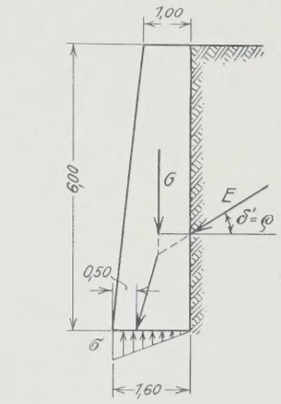
Sie bedeutet, daß der Erddruck ebenso groß wird, als wenn der Reibungswinkel um den Winkel vermindert wird, der der Ablenkung der Schwerkraftrichtung entspricht. Für das vorliegende Zahlenbeispiel ergibt die Näherungsformel den Wert

$$E = 0{,}295\,\gamma'\,h^2.$$

Die Formel ist ihrer Einfachheit wegen zweckmäßig, da, wie bereits betont, peinliche Rechnungen bei dem verwickelten Vorgange des durch das Erdbeben ausgelösten erhöhten Erddrucks doch einen sehr zweifelhaften Wert haben. Der in der Formel beibehaltene Sicherheitszuschlag ist angebracht, da auch noch wenigstens in den der Erdoberfläche zunächst gelegenen Teilen der Hinterfüllung eine Verringerung oder Aufhebung der Reibung durch die Wirkung des elastischen Stoßes von unten her hinzukommt.[5])

[5]) Vergl. Mononobe, Notes on the vertical motion of an earthquake and on the vibration of structure, Tokio 1924.

Bei Stütz- und Futtermauern kommt im Erdbebenfalle zu der Erhöhung des Erddrucks auch noch die dem Erschütterungsgrade entsprechende wagerechte Zusatzkraft zum Eigengewicht der Mauer.



$\gamma = 2{,}0$ t/m³, $\gamma_e = 1{,}6$ t/m³, $\varrho = 37°$.

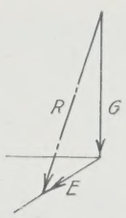
Kein Erdbeben:

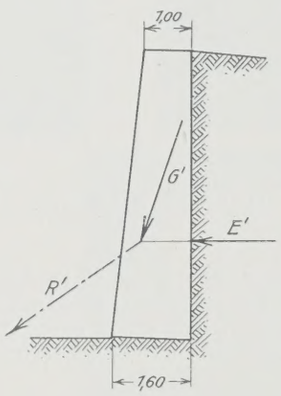
$\delta' = \varrho$

$G = 2{,}0 \cdot 6{,}0 \cdot 1{,}3 = 15{,}6$ t

$E = {}^1/_8 \cdot 1{,}6 \cdot 6{,}0^2 = 7{,}2$ t

$$\sigma = \frac{2 \cdot 15{,}6}{3 \cdot 0{,}5 \cdot 1} = 20{,}6 \text{ t/m}^2.$$





$\gamma = 2{,}0$ t/m³, $\gamma_e = 1{,}6$ t/m³, $\varrho = 37°$.

Erdbeben:

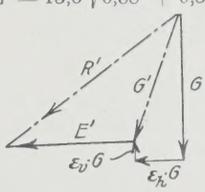
$\alpha_h = 3{,}6$ m/Sek.²; $\varepsilon_h = \frac{\alpha_h}{g} = 0{,}37$

$\alpha_v = 1{,}2$ m/Sek.²; $\varepsilon_v = \frac{\alpha_v}{g} = 0{,}12$

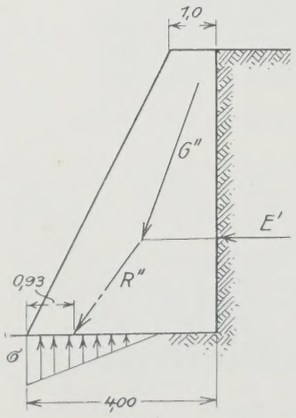
$\delta' = 0$

$G' = 15{,}6\,\sqrt{0{,}88^2 + 0{,}37^2} = 15{,}6 \cdot 0{,}92 = 14{,}4$ t

$E' = {}^1/_2 \cdot 0{,}460 \cdot 1{,}6 \cdot 6{,}0^2 = 13{,}2$ t.



Umkippen der Mauer.



Verstärkung, damit keine Kippgefahr:

$G'' = (2{,}0 \cdot 6{,}0 \cdot 2{,}5)\,0{,}92 = 27{,}6$ t.

$$\sigma = \frac{2\,(2{,}0 \cdot 6{,}0 \cdot 2{,}5)\,0{,}88}{3 \cdot 0{,}93 \cdot 1} = 18{,}8 \text{ t/m}^2.$$

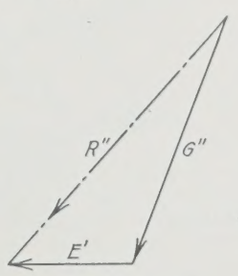


Abb. 23. Wirkung des Erdbebens auf Stützmauern.

Abb. 23 zeigt, wie sich durch die vereinigte Wirkung dieser Kräfte bei einer an sich einwandfrei konstruierten Stützmauer die Mittelkraft verschiebt, so daß, je nach Festigkeit des Materials und Art der Gründung, die Stützmauer über dem Fundament abgebrochen oder abgeschoren werden kann oder auch mit dem Fundament sich schiefstellen oder kippen kann.

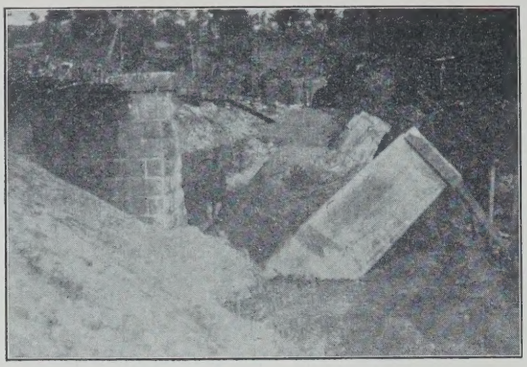


Abb. 24. Stützmauer, Otami-Bahn.

Die theoretischen Überlegungen über die Vergrößerung des Erddrucks durch das Erdbeben stimmen mit den Beobachtungen an zerstörten Stützmauern überein. Dem Erdbeben von 1923 in Japan gegenüber waren die Stütz- und Futtermauern fast durchweg zu schwach konstruiert, so daß beispielsweise bei den Eisenbahnen ein besonders hoher Anteil der Zerstörung auf das Versagen der Stütz- und Futtermauern zurückzuführen ist.

Beispiele sind in Abb. 24 gegeben, ferner in den Abb. 25 bis 27, die den eigenartigen Fall der Beschädigung der Stadtbahnstrecke Yokohama—Sakuragi-cho zeigen. Der Bahnkörper besteht aus Erdschüttung zwischen kräftigen Betonstützmauern, die zwar nicht umkippten, aber durch das

Abb. 27.
Schnellbahn Yokohama—Sakuragicho.
Verschiebung einer Stützmauer um 50 mm gegen ein unverändert gebliebenes Brückenwiderlager.

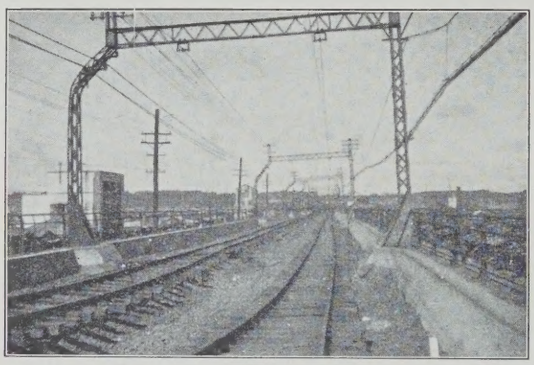


Abb. 25. Schnellbahn Yokohama—Sakuragicho.
Auseinanderrütteln der den Bahnkörper begrenzenden Stützmauern und dadurch verursachte Verbiegung der Leitungsmaste.

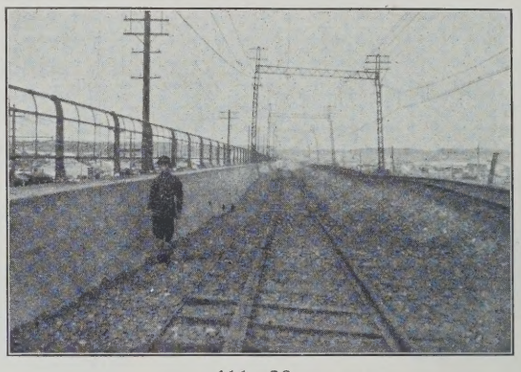


Abb. 26.
Schnellbahn Yokohama—Sakuragicho.
Sackung des Bahnkörpers infolge Auseinanderrüttelns der Stützmauern.

Rütteln um mehr als 1 m auseinanderrutschten. Abb. 27 läßt die Bewegung einer dieser Stützmauern gegen ein unverrückt gebliebenes Brückenwiderlager erkennen. Die seltsame Verbiegung der Tragmaste der elektrischen Oberleitung wird durch das Fehlen der Vergitterung in Höhe der Traversen erklärlich.

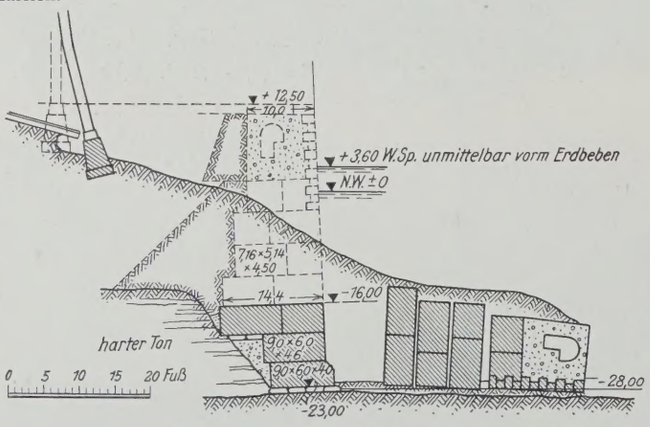


Abb. 28. Kaimauer in Yokohama.

Besonders schweren Schaden erlitten allenthalben die Ufermauern. So wurde in Yokohama eine Ufermauer von 10 bis 14 m Höhe und 2 km Länge zum größten Teil zerstört.[6]) Die Konstruktion versagte infolge unzureichender Biegungsfestigkeit: Die Mauer bestand aus Eisenbetonblöcken, die wohl in den senkrechten, nicht aber in den wagerechten Fugen vermauert waren. Die einzelnen Blöcke rutschten infolge des Rüttelns nach vorn und kippten dann über (Abb. 28). Auf einzelnen Strecken, wo die Mauer nicht unmittelbar auf festen Ton gegründet ist, sondern auf einer Steinpackung steht, hat sie sich auch als Ganzes schiefgestellt.

Die wirtschaftliche Herstellung von Stützmauern ist, wie schon aus dem Kräfteverlauf in dem einfachen Beispiel der Abb. 23 zu ersehen, sehr schwierig. Man kommt auf schwere Eisenbeton-Winkelstützmauern mit weitausladendem Fuß oder ähnliche wirtschaftlich ungünstige Lösungen.

In allen Fällen, in denen der Baugrund ein Einrammen möglich macht, empfiehlt es sich daher, das Prinzip der Schwergewichtmauer überhaupt zu verlassen und für kleinere, minderwertige Uferbefestigungen hölzerne Bohlwerke, für größere Abmessungen Spundwände vorzusehen. In beiden Fällen ist nicht zu knappe Rammtiefe und vor allem reichliche Ankerlänge wesentlich. Die letztere bedeutet wirtschaftlich meist einen sehr geringen Mehraufwand und sollte deshalb besonders vorsichtig bemessen werden.

Statisch liegt der Vorteil der Spundwände gegenüber Schwergewichtmauern darin, daß, im Gegensatze zu der durch Abb. 23 erläuterten Kraftwirkung, auch bei Verdopplung des Erddrucks die Spannungen in Spundwänden und Ankern ebenfalls nicht mehr als verdoppelt werden, so daß noch keine Zerstörungsgefahr besteht. Abb. 29 zeigt eine Uferbefestigung mittels eiserner Spundwände, wie sie im besonderen Hinblick auf die Erdbebengefahr in Japan mehrfach entworfen und ausgeführt wurde. Bevorzugt wurde auch hier, insbesondere aus den bereits zuvor angegebenen

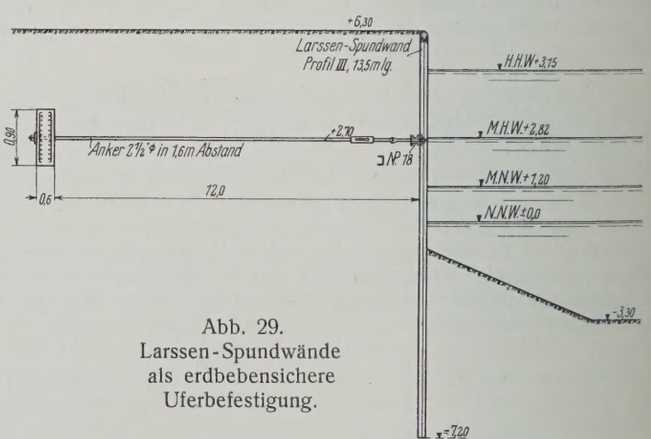


Abb. 29.
Larssen-Spundwände als erdbebensichere Uferbefestigung.

Gründen, die Larssen-Spundwand, wobei auch die Frage der Rostgefahr im Seewasser durch Anwendung kupferhaltigen Eisens ihre Lösung fand.

Als immerhin wesentlicher Vorteil eiserner Spundwände, wie allgemein von Eisenkonstruktionen z. B. im Brückenbau, bleibt zu erwähnen, daß auch im schlimmsten Falle der Zerstörung des Bauwerks immer noch das Material zum größten Teil wieder verwendbar bleibt und die Aufräumungsarbeiten einfach sind, während bei Eisenbetonbauten die Aufräumungs-

[6]) Ausführlich auch bezüglich der Wiederherstellung beschrieben von Okabe, „General theorie on earth pressure and seismic stability of retaining walls“ und von Koyanagi, Eng. News-Rec. vom 2. Oktober 1924; vergl. auch „Die Bautechnik“ 1925, S. 191 (Abb. 5 bis 10).

arbeiten sehr zeitraubend und oft ebenso kostspielig wie der Neubau sind, das Material obendrein ganz verloren ist.

Eine schwerwiegende Frage bei allen Wasserbauten, insbesondere bei Kaianlagen, ist die Möglichkeit der Veränderung des Wasserspiegels infolge der in Erdbebengebieten häufigen Küstenhebungen und Küstensenkungen. In Japan hatte sich 1923 ein großer Teil des vom Erdbeben betroffenen Küstengebietes gehoben, bis zu 2 m, während anderwärts, wie in den östlichen Stadtteilen von Tokio, Senkungen bis zu 38 cm stattfanden. Wenn mit der Möglichkeit einer Hebung durch ein schweres Erdbeben zu rechnen ist, ist in erster Linie für entsprechende Gründung, besonders der Kaianlagen, zu sorgen, um die alsdann bedingte nachträgliche Vertiefung zu erleichtern. Entsprechend ist der Möglichkeit der Bodensenkung, also der relativen Hebung des Wasserspiegels Rechnung zu tragen, beispielsweise bei Festsetzung der Durchfahrthöhe von Brücken.

Bei Seebauten und Seehafenbauten ist auch die Möglichkeit der die Erdbeben begleitenden seismischen Wogen in Betracht zu ziehen. Beim Erdbeben von Messina 1908 wurden die Hafenstraßen durch eine seismische Woge 1,5 m unter Wasser gesetzt; beim Erdbeben von 1923 in Japan erreichte die seismische Woge unweit Atami die Höhe von 12 m, während sie bei Yokohama nur unbedeutend war.

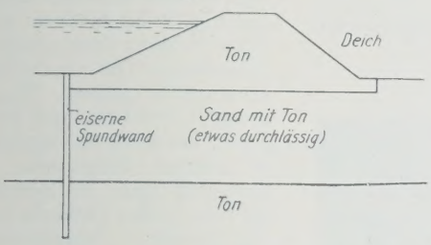


Abb. 30. Deich mit Spundwand-Schutz.

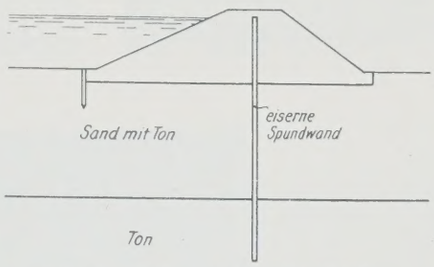


Abb. 31. Deich mit Spundwand-Kern.

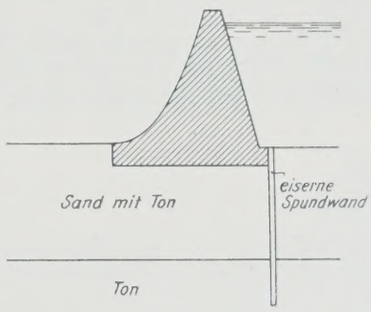


Abb. 32. Staumauer mit Spundwand-Schutz.

6. Deiche, Staudämme und Staumauern.

Für Deiche, Staudämme und Staumauern gelten an sich dieselben Grundsätze wie für Erddämme und Stützmauern, nämlich Konstruktion bezw. Berechnung unter Berücksichtigung des Erschütterungsgrades. Von einer Erhöhung des Wasserdruckes darf dabei im allgemeinen abgesehen werden, da ein Ansteigen des Wasserspiegels bezw. dessen Hin- und Herschwanken, wie etwa in einem Wasserbehälter auf einem Schiff bei starkem Seegang, nur bei kleinen Wasserbehältern in Frage kommt. Es kommt also bei Deichen und Staudämmen zunächst auf sehr flache, gutbefestigte Böschungen an, bei Staumauern auf hinreichende Verstärkung zur Aufnahme der Erschütterungskraft. Vor allem muß aber wegen der schweren Gefahr, die der Bruch eines Staudammes oder einer Staumauer schon beim Erdbeben selbst, der Bruch eines Deiches, der durch das Erdbeben gelockert war, durch später eintretendes Hochwasser mit sich bringt, für hinreichenden Schutz gegen Unterspülung gesorgt werden. Hierfür kommen sowohl bei Staumauern als auch bei Staudämmen und Deichen in erster Linie wiederum eiserne Spundwände in Frage, etwa gemäß Abb. 30 bis 32. Bei Hochwasserdeichen ist eine derartige Maßnahme zwar sehr kostspielig, sollte aber doch überall da getroffen werden, wo ein etwaiger Deichbruch durch Überschwemmung größerer Städte besonders große Wirtschaftswerte und Menschenleben gefährdet. Die schweren Hochwasserschäden durch Deichbrüche in Japan in den Hochsommern 1925 und 1926 sind vielleicht auf vorherige Lockerung der Deiche durch Erdbeben zurückzuführen.

Hochwasserdeiche bilden in Erdbebengebieten also noch mehr als anderswo eine ständige Gefahr, so daß, abgesehen von den besprochenen Maßnahmen zur Sicherung der Deiche, nach Möglichkeit die Abwendung der Hochwassergefahr überhaupt anzustreben ist durch Talsperren im Gebirge, Regulierung der Flüsse im Ober- und Mittellauf und reichlich bemessene Deichabstände zur Schaffung eines hinreichenden Abflußquerschnittes für das Hochwasser. Für Großstädte sind, wie für Tokio bereits fertiggestellt, besondere Umflutkanäle zur Abwendung der Hochwassergefahr die erwünschte Lösung.

In besonderem Maße ist vorsichtige Konstruktion bei Wasserkraftanlagen geboten. Zum Glück für Tokio lagen die größeren Wasserkraftanlagen, die der Stromversorgung von Tokio dienen, weit ab vom Erdbebenherd im Gebirge, wo bei dem großen Erdbeben vom 1. September 1923 kaum mehr eine merkliche Erschütterung zu spüren war. Für die Neuanlage von Wasserkraftanlagen ist es in besonderem Maße notwendig, neben den geologischen Grundfragen auch die seismologischen Grundfragen sorgsam zu prüfen; schwere Erdbeben können auch durch Verstopfung und Neubildung von Quelladern weitgehende Änderungen in den Wassermengen der Flüsse zur Folge haben; auf Niederdruck-Wasserkraftanlagen kann auch die Küstensenkung ungünstig einwirken.

7. Tunnelbau.

In Laienkreisen nahm man zunächst nach dem Erdbeben an, daß die Erdbebengefahr, die schon an Gebäuden derartigen Schaden anrichtete, im Innern der Erde noch viel größer sein müsse und daher den Tunnelbau praktisch ausschließe.

Das Gegenteil ist zutreffend. Seismologisch ist nachgewiesen (Sieberg, Erdbebenkunde, S. 106), daß der Erschütterungsgrad in größerer Tiefe unter der Erdoberfläche meist geringer ist als unmittelbar an der Erdoberfläche. Vor allem schützt aber gerade im Tunnelbau die schon an sich gegen den Gebirgsdruck notwendige Gewölbekonstruktion auch gegen Zerstörung durch Erdbeben, das sich praktisch nur in einer Änderung der Richtung des Gebirgsdruckes äußern kann. Gewölbte Tunnelbauten sind daher durchweg unzerstört geblieben, die Schäden beschränkten sich auf ungefährliche Querrisse (Abb. 33) nahe den Portalen oder Beschädigung der Portale selbst, gelegentlich auf Einsturz der Portale: Diese Schäden lassen sich durch Verwendung von Eisenbeton für die Portale und die ihnen zunächst liegenden Tunnelstrecken ohne weiteres vermeiden. Als im Erdbebengebiet durchweg ratsame Sicherheitsmaßnahmen sind Sohlengewölbe oder wenigstens Querrippen in der Tunnelsohle zu empfehlen.

Ein besonderer Kampf entbrannte nach dem Erdbeben in Tokio um die Frage der Erdbebensicherheit der zahlreichen dort geplanten Untergrundbahnen. Im Hinblick auf die guten Erfahrungen im eigentlichen Tunnelbau, die Unversehrtheit der einwandfrei in Eisenbeton ausgeführten großen Hauptsammler der städtischen Kanalisation und, allgemein gesprochen, die gute Bewährung aller einwandfrei konstruierten Tiefbauten

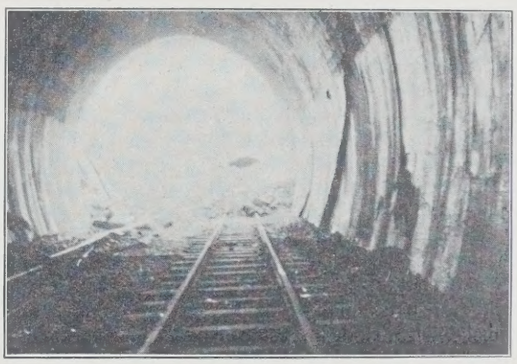


Abb. 33. Querrisse am Tunneleingang (Atami-Bahn).

wurden die anfänglich erhobenen Bedenken von den zuständigen Fachleuten ganz fallen gelassen, vielmehr ist das in Rücksicht auf die Verkehrsforderungen unentbehrliche Untergrundbahnnetz inzwischen in größerem Umfange zur Ausführung bestimmt worden. Die Gefahr von Verwerfungen wie im Grubensenkungsgebiet, die dort allerdings den Bau von Untergrundbahnen ausschließen, liegt bei der geologischen Beschaffenheit des Untergrundes von Tokio nicht vor. Abb. 34 u. 35 zeigen den ersten in Japan zur Ausführung gekommenen, 1925 begonnenen Untergrundbahnbau. Es handelt sich um die Strecke Uyeno—Asakusa der Tokio Underground Railway Co. (Entwurf und Ausführung nach Angaben des Verfassers als beratenden Ingenieurs dieser Gesellschaft). Die Konstruktion unterscheidet sich von ihrem Berliner Vorbilde, das mit Rücksicht auf die Untergrundverhältnisse im wesentlichen maßgebend war, nur durch eine sehr kräftige eiserne Rahmenkonstruktion, die im Hinblick auf die Erdbebengefahr gewählt wurde, sowie durch eine kräftige Längsbewehrung des Tunnels. Aus den bereits für Hochbauten besprochenen Gründen wurde der Rahmenkonstruktion trotz ihrer Mehrkosten der Vorzug gegenüber einer reinen Eisenbetonkonstruktion gegeben. Auf besonders sorgfältige Abdichtungsarbeiten ist bei Untergrundbahnbauten im Erdbebengebiet großer Wert

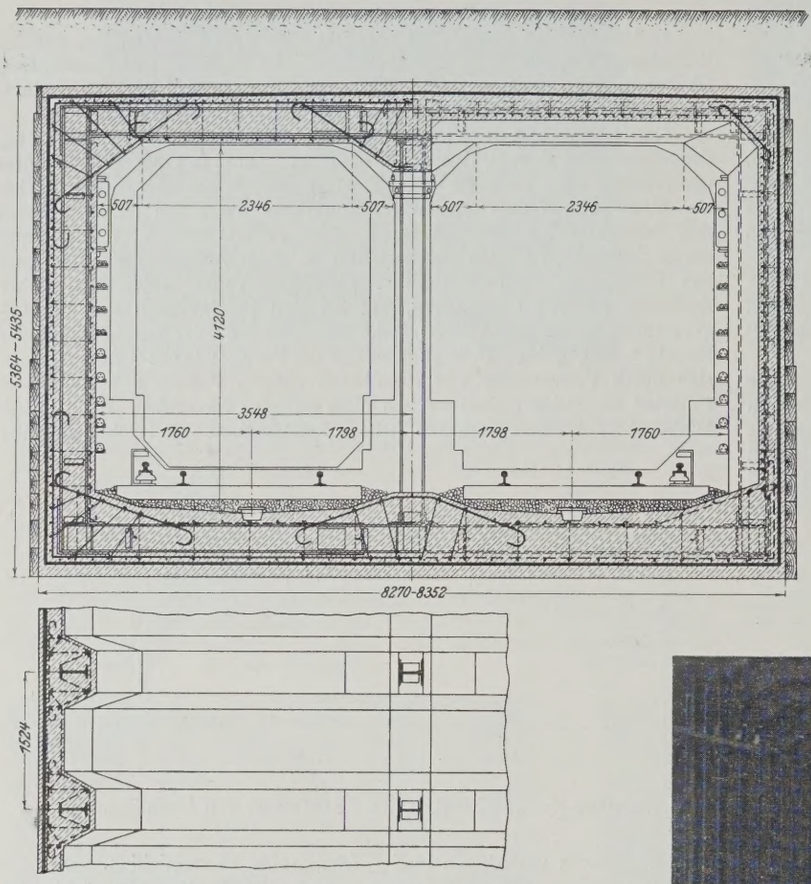


Abb. 34. Untergrundbahn Uyeno—Asakusa (Tokio). Normalquerschnitt.

zu legen. Bei der kräftigen Konstruktion des Tunnels und dem verhältnismäßig geringen Grundwasserandrang ist dann die Gefahr des Eindringens von Grundwasser in den Tunnel im Erdbebenfalle sehr gering, da eine aus mehreren Lagen Asphalt-Filzpappe bestehende Abdichtung bei sorgfältiger Herstellung etwa eintretende Risse bis zu 1 cm und mehr erfahrungsgemäß ohne mitzureißen überbrückt.

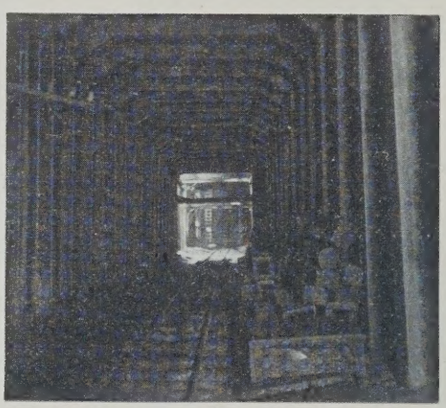


Abb. 35. Untergrundbahn Uyeno—Asakusa (Tokio). Blick in den Tunnel.

8. Städtischer Tiefbau.

Die Befestigung der Straßenoberfläche bietet, vom Erdbebenstandpunkte gesehen, nichts besonders Bemerkenswertes. Straßenpflaster jeder Art wurde zwar vom Erdbeben böse mitgenommen, jedoch handelt es sich um verhältnismäßig belanglose und rasch wiederherstellbare Schäden, zu deren Vermeidung für einen immerhin so seltenen Fall wie ein großes Erdbeben besondere Maßnahmen wirtschaftlich ungerechtfertigt sind. Gut bewährt hat sich Hartholzpflaster, da es sehr elastisch ist und die einzelnen Blöcke im Falle einer Zerstörung wieder verwendbar bleiben. Die Straßenbahngleise sind in Tokio dank einem besonders kräftigen Unterbau verhältnismäßig wenig beschädigt worden.

Wichtiger als die Frage der Straßenbefestigung ist diejenige der städtischen Versorgungsleitungen. Die Forderung, im städtischen Tiefbau sämtliche Leitungen erdbebensicher zu konstruieren, ist, allgemein gesprochen, wirtschaftlich zu weitgehend. Für die Hauptleitungen ist Erdbebensicherheit zu fordern, während dies für die Nebenleitungen von Fall zu Fall im Hinblick auf die Kostenfrage nachzuprüfen bleibt.

Die Erfahrungen des Erdbebens sind darin zusammenzufassen, daß die Hauptgefahr in der Verlegung der Leitungen im lockeren, den Erschütterungen stark ausgesetzten Boden lag. Nach Möglichkeit sind daher die Leitungen in gewachsenen Boden zu verlegen oder, falls dies undurchführbar ist, mit einer auf den gewachsenen Boden herabzuführenden Gründung zu versehen. Wo Röhren Verwerfungsspalten kreuzen, ist Bruch unvermeidlich (Beispiele in San Franzisko 1906). Hier heißt es also, soweit es möglich ist, Zonen gefahrdrohender Verwerfungsspalten durch die Linienführung auszuschließen.

Was den Baustoff anbetrifft, so haben sich schmiedeiserne Röhren viel besser als gußeiserne, Eisenbetonrohre viel besser als Steinzeugrohre bewährt. Vorzüglich hielten die größeren Eisenbetonsammler der städtischen Kanalisation in Tokio; Sammler aus Ziegelmauerwerk sind in Erdbebengebieten als unstatthaft zu bezeichnen. Bei eisernen Leitungen litten unter dem Erdbeben insbesondere die Verbindungen. Hier wäre von Fall zu Fall zu erwägen, ob die Mehrkosten einer gelenkigen Verbindung angebracht sind.

Für Elektrizitätsversorgung, Telegraphen- und Telephonleitungen haben sich beim Erdbeben die Kabel dank ihrer Elastizität weit besser bewährt als Freileitungen, wo durch Abbruch oder Herausreißen der Maste vielfach die Drähte heruntergerissen wurden, so daß die allgemeine Verwirrung noch vermehrt wurde. Auf ländlichen Strecken, wo aus wirtschaftlichen Gründen im allgemeinen Freileitungen geboten sind, empfiehlt sich die Verwendung weitausladender, gut gegründeter eiserner Gittermaste. Die Hochspannungsleitungen, die der Stadt Tokio den Strom von den weit entfernt liegenden Wasserkraftanlagen her zuführen, haben beim Erdbeben dank geeigneter Konstruktion der Gittermaste kaum Schaden gelitten. Weniger geeignet sind Holz- und Betonmaste, bei denen im Gegensatze zu eisernen Gittermasten die Forderung einer im Verhältnis zur Höhe großen Fußbreite einen nennenswerten Materialverlust bedingen würde.

Für Leitungsröhren sowohl für Städteentwässerung als auch für Gas- und Wasserversorgung gilt allgemein, daß im Hinblick auf die erhöhte Zerstörungsgefahr einzelner Leitungen durch Erdbeben besonders viele Umleitungsmöglichkeiten vorhanden sein müssen. Allgemein gilt ferner der Grundsatz, bei sämtlichen Baulichkeiten in Anbetracht ihrer Lebenswichtigkeit bei Wahl des der statischen Berechnung zugrunde zu legenden Erschütterungsgrades besonders vorsichtig zu sein. Während die beschädigten Leitungen in Tokio verhältnismäßig rasch wiederhergestellt waren, erschwerten die Gebäudeschäden zum Teil die rasche Wiederinbetriebsetzung.

Beachtenswert ist der Vorschlag, in Hauptstraßen alle städtischen Versorgungsleitungen in einem begehbaren, kräftig konstruierten und gut gegründeten Eisenbetonkanal zu vereinigen. Im Erdbebenfalle sind alsdann etwaige Schäden an den Einzelleitungen rasch festzustellen.

Was im besonderen die Kanalisation anbelangt, ist der Gesichtspunkt der Veränderung der Geländeoberfläche durch ungleichmäßige Hebung oder Senkung des Geländes in Rechnung zu stellen. Es handelt sich freilich, da auch kleine Höhenunterschiede schon von erheblichem Einfluß werden können, um schwierige Fragen, bei denen Gemeinschaftsarbeit von Ingenieur und Seismologen unerläßlich ist.

Hinsichtlich der Gasversorgung ist zu sagen, daß die Versorgung mit Kochgas durch die erhöhte Feuersgefahr in Erdbebenländern eine besondere Gefahr darstellt. Vom Erdbebenstandpunkte ist daher die völlige Abschaffung der Gasversorgung die ideale Lösung. Die Gasbeleuchtung ist in Tokio bereits nahezu überall durch elektrische Beleuchtung verdrängt. Hoffentlich erfüllen sich die vielversprechenden Anfänge der elektrischen Küchenfeuerung in dem Maße, um ohne allzu schwere wirtschaftliche Schäden die Abschaffung der Gasversorgung in Erdbebenländern durchführen zu können.

Die wichtigste Frage ist im städtischen Tiefbau in Erdbebenländern diejenige der Wasserversorgung im Hinblick auf die erhöhte Feuersgefahr. Tokio hat Quellwasserversorgung. Die großen Sammelbecken in dem vom Erdbebenherde weiter entfernten Hügellande waren vom Erdbeben nicht betroffen, wohl aber der Zuführungskanal, mehrere innerhalb der Stadt belegene Sammel- und Filterbecken sowie in besonders hohem Maße die meist gußeisernen Wasserleitungen. Schuld an der Beschädigung der Sammel- und Filterbecken trug eine den Forderungen der Erdbebensicherheit nicht genügende Konstruktion. Bei den Neubauten verfuhr

man besonders vorsichtig sowohl durch hinreichend kräftige Eisenbetonkonstruktion als auch durch Herstellung einer elastischen Innendichtung aus mehreren Lagen Asphalt-Filzpappe mit Teeranstrich nach Art der bewährten Grundwasserabdichtung, die geeignet ist, etwaige nicht allzu breite Risse im Beton zu überbrücken, ohne undicht zu werden. Gut haben sich im allgemeinen die in einzelnen Vororten von Tokio vorhandenen Wassertürme gehalten, bei deren Konstruktion in Eisen bezw. Eisenbeton man meist bereits den Erschütterungsgrad in Rechnung gestellt hatte.

Für die Ausbreitung des Feuers, das im Erdbebenbezirk erheblich mehr Schaden anrichtete als das Erdbeben selbst, trug das Versagen der Wasserversorgung beträchtlich bei, da einzelne zunächst kleinere Brandherde, deren Löschung bei ausreichender Wasserversorgung möglich gewesen wäre, sich ausdehnten und ganze Stadtteile niederlegten. Die Behörden schenken daher gerade der Frage der Wasserversorgung große Aufmerksamkeit. Insbesondere wird auch, um nicht nur auf die jetzige Quellwasserversorgung angewiesen zu sein, die Ausdehnung der Wasserversorgung auf weitere Gewinnungsstellen angestrebt durch Grundwasserversorgung oder Flußwasserversorgung, im letzteren Falle mit Schnellfilterung versehen, um eine Reserve für den Fall des Versagens der sonstigen Wassergewinnungsstellen zu haben.

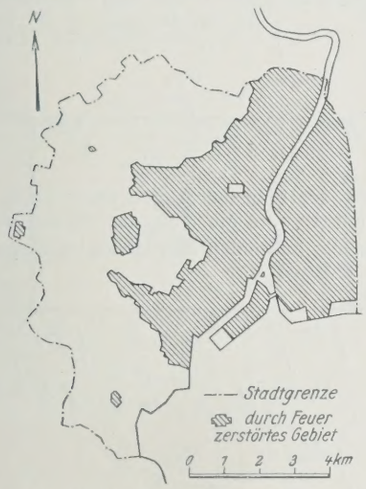


Abb. 36. Zone der Feuerzerstörung in Tokio beim Erdbeben vom 1. September 1923.

9. Städtische Bebauungspläne.

Neben der einwandfreien Konstruktion der einzelnen Bauwerke ist für den in Erdbebengebieten tätigen Baufachmann ein den besonderen Verhältnissen angepaßter Bebauungsplan die wichtigste Forderung. Es gilt zunächst auf Grund des geophysikalischen und seismologischen Beobachtungsmaterials die Größe der Erdbebengefahr festzustellen in Form einer Einteilung des Gebietes in Zonen verschieden großen Erschütterungsgrades.[7]) Bei Aufstellung des Bebauungsplanes sind, soweit es irgend mit den sonstigen Anforderungen zu vereinen ist, die Zonen besonders hohen Erschütterungsgrades zu vermeiden. Für Tokio war dies nur in beschränktem Maße durchführbar: In der ganzen Innenstadt und der dicht besiedelten östlichen Vorstadt besteht der Untergrund in jungen Alluvialanlandungen des Sumidaflusses, wodurch die Erdbebenerschütterungen dort bis zu dreimal so groß waren wie in den diluvialen Bezirken der Stadt. Für die Geschäftsstadt ist eine Änderung der Lage unmöglich, ebensowenig für die auf Wasseranschluß angewiesenen Industriebezirke im Osten der Stadt; hier muß man also der Erdbebengefahr durch entsprechend gediegene Konstruktion der Neubauten Rechnung tragen. Dagegen trifft es sich glücklich, daß die vom Erdbeben weniger gefährdeten Wohnbezirke im diluvialen Hügelgelände nördlich, westlich und südwestlich der Stadt gleichzeitig die gesundesten und von Naturschönheit am meisten begünstigten Stadtteile sind; die allmähliche Auflockerung der bislang übervölkerten Bezirke im Zentrum und Osten der Stadt — unter Umwandelung des Zentrums zur reinen Geschäftsstadt und des Ostens zum ausgesprochenen Industrieviertel —, die Schaffung neuer Wohnstätten in weiteren Vororten nördlich, westlich und südwestlich der Stadt sind daher die wesentlichsten Aufgaben des Bebauungsplanes für Tokio. Die erste Vorbedingung, eine derartige Umsiedlung überhaupt durchzuführen, ist die Verbesserung der bestehenden Schnellbahnverbindungen durch ein großzügiges Schnellbahnnetz, mit dessen erstem Ausbau, wie bereits erwähnt, begonnen ist.

Von besonderer Bedeutung ist für Bebauungspläne in Erdbebengebieten die Rücksichtnahme auf die erhöhte Feuersgefahr. In Tokio fiel die Zone der Feuerzerstörung (Abb. 36) im wesentlichen zusammen mit der Zone größter Erdbebenerschütterung,[7]) wo an sich die Gefahr des Entstehens von Brandherden durch Zusammenstürzen der Häuser besonders groß ist, im übrigen durch die überaus dichte Bebauung der raschen Ausbreitung des Feuers kein Hindernis entgegenstand. Der einzig wirksame Feuerschutz sind, nach den Erfahrungen des großen Erdbebenfeuers in Tokio, breite Grünstreifen; leider sind die in den ursprünglichen Bebauungsplänen bereits vorgesehenen Grünflächen, die im Interesse der Feuersicherheit und der Volksgesundheit gleichermaßen nötig wären, aus Geldmangel meist herausgestrichen. Im übrigen schreibt der jetzige Bebauungsplan von Tokio massive Bauweise für sämtliche Hauptstraßen vor, während die landesübliche, zwar erhöht feuergefährliche, aber wirtschaftlich nicht abzuschaffende Holzbauweise mit einer Geschoßhöhe bis zu zwei Stockwerken auf das Innere der durch die Hauptstraßen abgegrenzten Plätze beschränkt bleibt. Für die Geschäftsstadt ist durchweg massive Bauweise vorgeschrieben; bis sie verwirklicht wird — Abb. 37 zeigt den heutigen Stand des Wiederaufbaues —, ist freilich noch ein weiter Weg.[8])

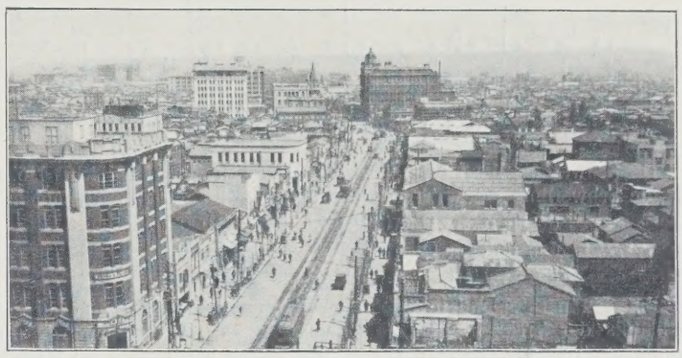


Abb. 37. Die Ginza, die Hauptgeschäftsstraße in Tokio, nach dem Wiederaufbau.

Zusammenfassung.

Wie für Gebäude, so gilt allgemein für Bauwerke auch des Ingenieurbaufaches, wie Brücken, Tunnel, Uferbefestigungen, daß die nötige Erdbebensicherheit durch sinngemäße statische Berechnung und Konstruktion mit verhältnismäßig geringem wirtschaftlichen Mehraufwand erreichbar ist. Anders liegt die Aufgabe, sobald es sich um Erdbauten handelt, wie im besonderen um Bahndämme und Bahneinschnitte. Die zur Erdbebensicherheit notwendigen Maßnahmen, erhebliche Abflachung der Böschung oder Ersatz der Erdbauten durch Kunstbauten, sind außerordentlich kostspielig. Die Aufgabe des Bauingenieurs ist es daher, beispielsweise beim Entwurf von Gebirgsbahnen die besonders durch Erdbeben gefährdeten Bezirke möglichst bereits durch die Linienführung zu vermeiden; es gilt, schon bei den ersten Vorarbeiten in Erdbebengebieten neben den geologischen auch die seismologischen Grundfragen durch gemeinschaftliche Arbeit mit Fachleuten der Seismologie zu klären.

[7]) Vergl. den Stadtplan von Tokio mit Darstellung der Größe des Erschütterungsgrades in der Veröffentlichung „Die Erdbebensicherheit von Gebäuden", „Die Bautechnik" 1927, Heft 30, S. 426, Abb. 5.

[8]) Über den Bebauungsplan von Tokio ist in deutschen Fachzeitschriften bisher sehr wenig veröffentlicht. Eine ausführliche Besprechung gab Oberbaudirektor Schumacher in der „Deutschen Bauzeitung" 1924, Heft 96, leider jedoch auf Grund ihm von Tokio zugesandter unvollständiger Unterlagen, die nur das Straßennetz enthielten und das im Entwurf erst später durchgearbeitete Verkehrsnetz nicht erkennen ließen. Zu bedauern ist, wie auch in dieser Veröffentlichung hervorgehoben, ein gewisser Mangel an Einheitlichkeit der Planung; denn die Festlegung der Hauptverkehrsanlagen hätte grundsätzlich der Durcharbeitung aller Einzelheiten vorangehen müssen. Hierzu war jedoch längere Zeit erforderlich, und auf der anderen Seite war für Festsetzung neuer Baufluchtlinien größte Eile geboten, da für jeden einzelnen Grundstückbesitzer die Art des Wiederaufbaues davon abhing, ob er sein Grundstück dauernd unverändert behalten konnte oder ob es infolge des neuen Bebauungsplanes über kurz oder lang umgelegt werden mußte. Einzelne nachträgliche Änderungen des Bebauungsplanes werden namentlich mit Rücksicht auf die Verkehrsanlagen unvermeidlich sein.

Die Festigkeitsberechnung der neuen Pregelbrücke in Königsberg (Pr.).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Lewerenz**, Königsberg (Pr.).

(Schluß aus Heft 12.)

IV. Querrahmenberechnung.

a) Allgemeines.

Vorhanden sind drei verschiedene Rahmentypen, nämlich bei Knotenpunkt 0, bei Knotenpunkt 1 bis 6 und bei Knotenpunkt 7. Im folgenden wird nur der normale Querrahmen (1 bis 6) behandelt.

b) Hauptabmessungen (Abb. 52).

Der untere Querträger ist seitlich mit Eckblechen und Winkeleisen an den Pfosten angeschlossen, der obere Querträger dagegen liegt auf den Obergurten auf. Rahmenhöhe $h_r = 5{,}33$ m.

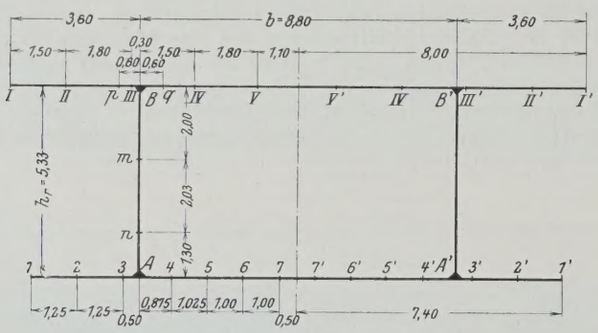


Abb. 52.

Die Schwerlinie des Untergurtes liegt ziemlich genau in gleicher Höhe wie die Schwerlinie des unteren Querträgers. Mittleres Trägheitsmoment

des oberen Querträgers $J_o = 1\,000\,000$ cm⁴
des unteren Querträgers $J_u = 155\,000$ cm⁴
des Pfostens $J_p = 122\,000$ cm⁴.

Bei den nachfolgenden Rechnungen kommt es meistens nur auf das Verhältnis der Trägheitsmomente zueinander an. Bezeichnen wir die reduzierten Trägheitsmomente mit J', und setzen wir $J_p' = 1$, so folgt

$$J_o' = \frac{J_o}{J_p} = 8{,}2; \quad J_u' = \frac{J_u}{J_p} = 1{,}27.$$

Die mit Ziffern bezeichneten Punkte der beiden Querträger sind die Anschlußstellen der Fahrbahnlängsträger. Die Punkte m und n der Pfosten sowie p und q des oberen Querträgers bezeichnen die Ansatzstellen der Eckaussteifungen. Im unteren Querträger fällt die Ansatzstelle der Eckaussteifung mit Punkt 4 zusammen.

c) Einflußlinien der statisch unbestimmten Größen.

System innerlich dreifach statisch unbestimmt. Äußerlich betrachten wir den Rahmen als statisch bestimmt gelagert. Die Auflager zur Aufnahme senkrechter Lasten sind die beiden Hauptträger. Zur Erzielung eines statisch bestimmten Grundsystems denken wir uns den oberen Riegel in der Mitte durchgeschnitten. Die an der Schnittstelle wirkenden drei unbekannten Größen führen wir als statisch Unbestimmte ein und zwar nennen wir:

die Längskraft X_a
die Querkraft X_b } s. Abb. 53.
das Moment X_c

Die in Abb. 53 eingetragenen Vorzeichen geben die Spannungsart (Zug oder Druck) an, die in den äußersten Fasern auftritt, wenn die Momente positiv sind.

Aus den in Abb. 54 bis 56 dargestellten Momentenflächen für die Belastungsfälle $X_a = -1$, $X_b = -1$ und $X_c = -1$ folgt ohne weiteres, da die M_a-fläche und M_c-fläche symmetrisch sind, die M_b-fläche dagegen negativ symmetrisch ist:

$$(74) \qquad \int \frac{M_a\, M_b\, ds}{J'} = 0; \quad \int \frac{M_b\, M_c\, ds}{J'} = 0.$$

Wir bestimmen den Abstand z des Angriffspunktes von X_a so, daß auch $\int \frac{M_a\, M_c\, ds}{J'} = 0$ wird. Dann wird

$$(75) \qquad Z = \frac{h_r^2 + \frac{b\, h_r}{J_u'}}{\frac{b}{J_o'} + \frac{b}{J_u'} + 2\, h_r} = 3{,}50 \text{ m}.$$

Bei Vernachlässigung der Formänderungen durch Längs- und Querkräfte gelten, wenn wir mit M_o die Momente des statisch bestimmten Grundsystems bezeichnen, die bekannten Elastizitätsgleichungen:

$$(76) \qquad \begin{cases} X_a = \dfrac{\int \frac{M_o\, M_a\, ds}{J'}}{\int \frac{M_a^2\, ds}{J'}}; \\ X_b = \dfrac{\int \frac{M_o\, M_b\, ds}{J'}}{\int \frac{M_b^2\, ds}{J'}}; \end{cases} \qquad X_c = \frac{\int \frac{M_o\, M_c\, ds}{J'}}{\int \frac{M_c^2\, ds}{J'}}.$$

Auf die ziemlich einfache Ermittlung der Nennerwerte gehen wir hier nicht ein.

Es ergibt sich:

$$\int \frac{M_a^2\, ds}{J'} = 69{,}06 \text{ m}^3; \quad \int \frac{M_b^2\, ds}{J'} = 258{,}74 \text{ m}^3;$$
$$\int \frac{M_c^2\, ds}{J'} = 18{,}59 \text{ m}.$$

Wir unterscheiden zwei Gruppen von Einflußlinien, je nachdem, ob die Last 1 über den oberen oder ob sie über den unteren Riegel wandert. Zur Berechnung der Einflußlinien genügt die Ermittlung der Zählerwerte von obigen Gleichungen für bestimmte Punkte und zwar, da die Einflußlinien der Kragarme geradlinig verlaufen müssen, für die Punkte I, q, IV, V bezw. 1, 4, 5, 6, 7. Die zahlenmäßige Ausrechnung dieser Größen bietet nichts Bemerkenswertes. Einige der M_o-flächen sind in den Abb. 57 bis 60 dargestellt.

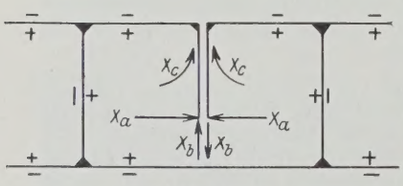


Abb. 53.

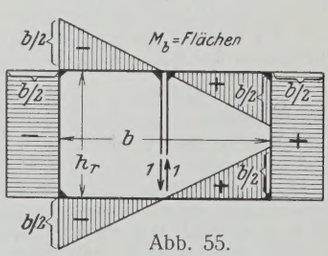


Abb. 55.

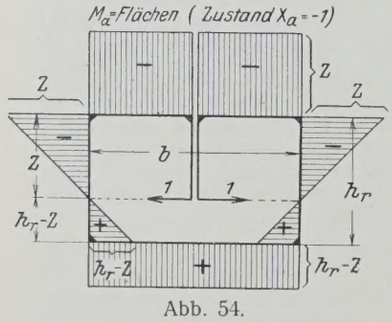


Abb. 54.

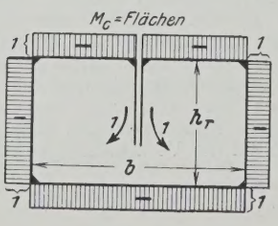


Abb. 56.

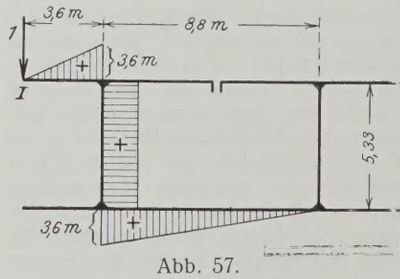


Abb. 57.

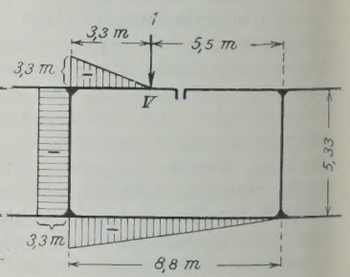


Abb. 58.

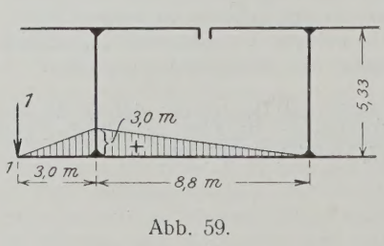


Abb. 59.

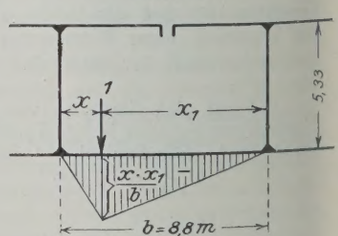


Abb. 60.

In folgender Tafel sind die Zählerwerte eingetragen und die Werte für X_a, X_b und X_c ermittelt.

Tafel 20.

Angriffspunkt der Last 1	$\int \frac{M_o M_a\, ds}{J'}$	$\int \frac{M_o M_b\, ds}{J'}$	$\int \frac{M_o M_c\, ds}{J'}$	$X_a = \int \frac{M_o M_a\, ds}{J'}$ 69,06	$X_b = \int \frac{M_o M_b\, ds}{J'}$ 258,74	$X_c = \int \frac{M_o M_c\, ds}{J'}$ 18,59
I	+ 6,80	∓ 102,90	— 31,65	+ 0,0985	∓ 0,3970	— 1,703
q	— 1,05	± 17,17	+ 5,30	— 0,0152	± 0,0663	+ 0,285
IV	— 2,36	± 43,36	+ 13,34	— 0,0342	± 0,1675	+ 0,718
V	— 3,86	± 96,44	+ 29,64	— 0,0558	± 0,3725	+ 1,595
1	+ 19,00	∓ 15,22	— 10,38	+ 0,2750	∓ 0,0588	— 0,558
4	— 5,00	± 3,21	+ 2,73	— 0,0725	± 0,0124	+ 0,147
5	— 9,45	± 4,30	+ 5,15	— 0,1370	± 0,0166	+ 0,277
6	— 12,30	± 3,36	+ 6,72	— 0,1780	± 0,0130	+ 0,362
7	— 13,75	± 1,25	+ 7,52	— 0,1990	± 0,0048	+ 0,405

Die Zahlen der dritten und sechsten Spalte haben zwei Vorzeichen; von diesen gilt das obere Vorzeichen für die Punkte der linken, das untere für die Punkte der rechten Riegelhälfte. Die Einflußlinien für X_a, X_b und X_c sind in Abb. 61 bis 63 aufgetragen.

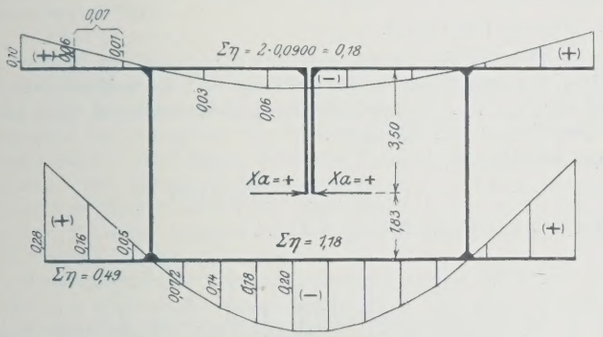


Abb. 61. X_a-Linie.

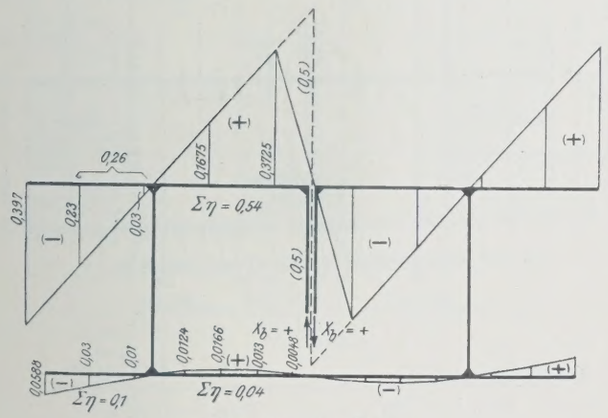


Abb. 62. X_b-Linie.

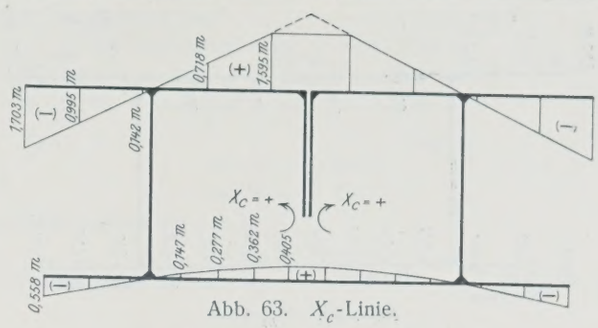


Abb. 63. X_c-Linie.

d) Einflußlinien der Momente.

$$M = M_o - X_a \cdot M_a - X_b \cdot M_b - X_c \cdot M_c.$$

Für die Punkte der auskragenden Riegelenden ist die Bestimmung von Einflußlinien nicht erforderlich. Die Einflußlinien werden lediglich für die Momente an folgenden Stellen ermittelt:

Im oberen Riegel q, IV, V;
„ unteren „ A_p, 4, 5, 7;
„ Pfosten A_R, m, n.

Das Moment bei B braucht hier nicht bestimmt zu werden, weil die sonst übliche Eckaussteifung durch Zugbänder und Druckplatten (bei p u. q) ersetzt ist. Die in diesen auftretenden Kräfte werden später besonders ermittelt.

Einige der M-Linien sind in den Abb. 64 bis 69 dargestellt. In Tafel 21 finden wir die Zählerwerte der Einflußordinaten.

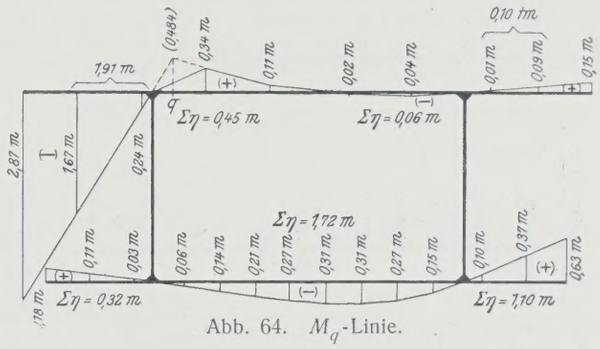


Abb. 64. M_q-Linie.

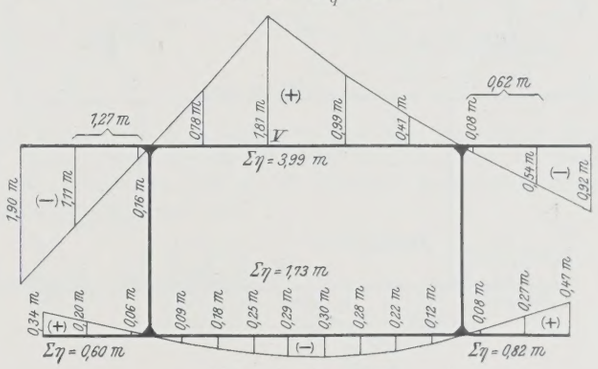


Abb. 65. M_V-Linie.

Tafel 21. (Benennung sämtlicher Momente ist m).

Angriffspunkt der Last 1	M_q	M_{IV}	M_V	M_m	M_n	M_{A_p}	M_4	M_5	M_7
I	— 2,8660	— 2,5080	— 1,795	+ 0,3000	+ 0,1000	— 0,0280	— 0,0390	— 0,0580	— 0,0815
IV	+ 0,3365	+ 1,0845	+ 0,783	— 0,0964	— 0,0269	+ 0,0177	+ 0,0207	+ 0,0257	+ 0,0275
V	+ 0,1145	+ 0,6795	+ 1,809	— 0,1490	— 0,0364	+ 0,0360	+ 0,0390	+ 0,0450	+ 0,0483
V'	— 0,0155	+ 0,3195	+ 0,989	— 0,1270	— 0,0144	+ 0,0580	+ 0,0570	+ 0,0500	+ 0,0507
IV'	— 0,0395	+ 0,1125	+ 0,414	— 0,0704	— 0,0009	+ 0,0437	+ 0,0407	+ 0,0367	+ 0,0319
I'	+ 0,1500	— 0,2080	— 0,921	+ 0,1900	— 0,0102	— 0,1380	— 0,1270	— 0,1090	— 0,0905
1	+ 0,1830	+ 0,2355	+ 0,341	— 0,4040	— 0,9625	— 1,3190	+ 1,4330	+ 1,1430	+ 0,5800
4	— 0,0598	— 0,0710	— 0,093	+ 0,0928	+ 0,2400	+ 0,3343	— 0,4646	— 0,3753	— 0,2011
5	— 0,1398	— 0,1548	+ 0,184	+ 0,1441	+ 0,4227	+ 0,6011	— 0,0995	— 0,9204	— 0,5197
6	— 0,2115	— 0,2233	— 0,247	+ 0,1522	+ 0,5136	+ 0,7452	+ 0,1478	— 0,5535	— 0,9185
7	— 0,2738	— 0,2781	— 0,287	+ 0,1271	+ 0,5319	+ 0,7911	+ 0,3009	— 0,2760	— 1,3976
7'	— 0,3102	— 0,3059	— 0,297	+ 0,0849	+ 0,4892	+ 0,7489	+ 0,3661	— 0,0860	— 0,9624
6'	— 0,3105	— 0,2987	— 0,275	+ 0,0378	+ 0,3992	+ 0,6308	+ 0,3542	+ 0,0285	— 0,6035
5'	— 0,2662	— 0,2512	— 0,221	— 0,0021	+ 0,2785	+ 0,4549	+ 0,2810	+ 0,0754	— 0,3223
4'	— 0,1542	— 0,1430	— 0,121	— 0,0164	+ 0,1308	+ 0,2251	+ 0,1490	+ 0,0597	— 0,1145
1'	+ 0,6290	+ 0,5765	+ 0,471	+ 0,1140	— 0,4445	— 0,8010	— 0,5550	— 0,2640	+ 0,2994

Für M_{A_R} gilt für Punkt 1: + 1,691. Die übrigen Werte von M_{A_R} sind dieselben wie bei M_{A_P}.

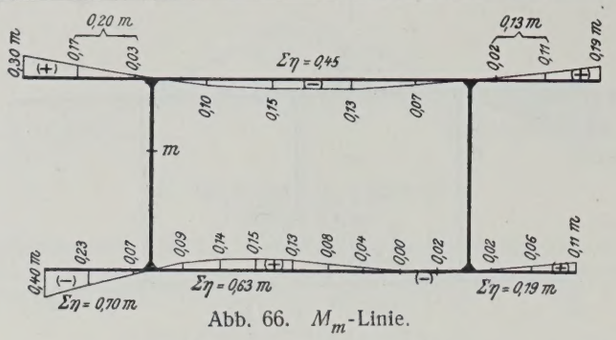


Abb. 66. M_m-Linie.

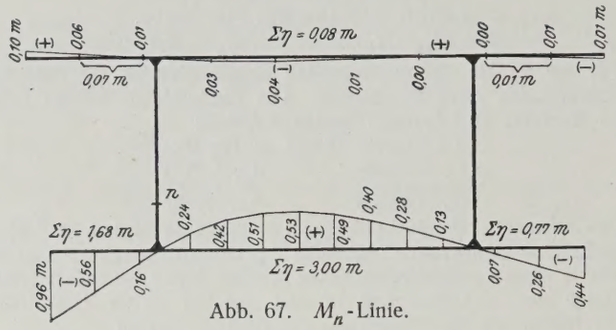


Abb. 67. M_n-Linie.

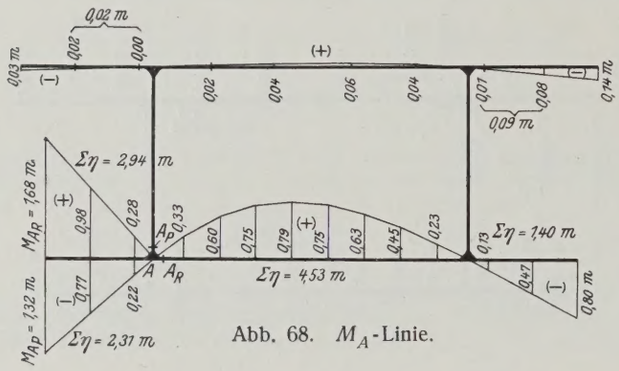


Abb. 68. M_A-Linie.

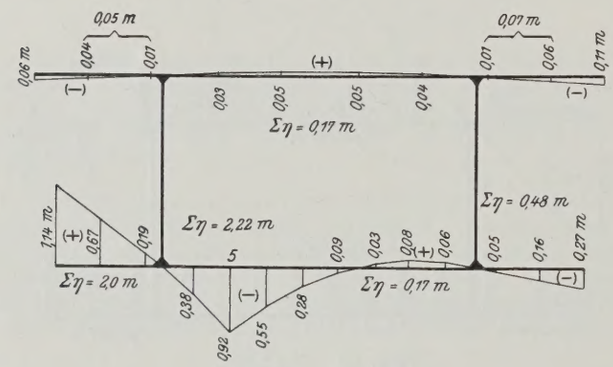


Abb. 69. M_5-Linie.

e) Knotenpunktlasten für ständige Belastung.

1. Obere Fahrbahn.

Punkt I . . . . . 0,5 t,
„ II $0{,}35 + 1{,}05 \cdot 2{,}19 = 2{,}65$ t,
„ III $1{,}8 \cdot 2{,}19 = 4{,}00$ t,
„ IV $1{,}8 \cdot 2{,}19 = 4{,}00$ t,
„ V $1{,}8 \cdot 2{,}19 = 4{,}00$ t.

2. Untere Fahrbahn.

Punkt 1 $(0{,}262 + 0{,}183)\frac{1{,}25}{2} + 0{,}164 = 0{,}442$ t,

„ 2 $(0{,}262 + 0{,}183)\,1{,}25 = 0{,}556$ t,

„ 3 $\frac{0{,}262}{2}(1{,}25 + 0{,}5 + 0{,}875) + \frac{0{,}183}{2}(1{,}25 + 0{,}5) = 0{,}506$ t.

Zur Vereinfachung der Rechnung wird für jeden der drei Punkte eine Last von $\approx 0{,}6$ t eingesetzt.

Punkt 4 bis 7:

Der Einfachheit wegen werden die Lasten gleich groß angenommen, und zwar

$$= (1{,}63 + 0{,}693)\,1{,}0 \approx 2{,}4 \text{ t.}$$

Das gesamte Belastungsschema für ständige Last zeigt Abb. 70.

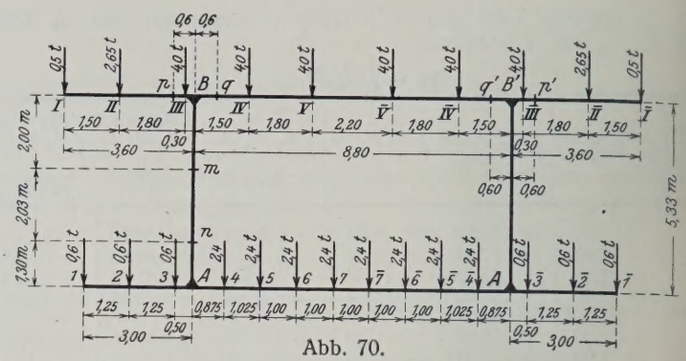


Abb. 70.

f) Ermittlung der Knotenpunktlasten infolge der Verkehrslasten.

1. Obere Fahrbahn.

Nach den Berechnungsgrundlagen der Reichsbahn ist die Querträgerbelastung für einen Schwellenträgerstrang $A_p = 33{,}23$ t.

Stoßzahl (Stützweite 8,8 m) = 1,57

$$\varphi A = 1{,}57 \cdot 33{,}23 \approx 52{,}2 \text{ t.}$$

2. Untere Fahrbahn.

Äußere Lasten:

Eine 23-t-Dampfwalze in der Brückenachse. Zu beiden Seiten davon Straßenbahnwagen. Auf dem noch freien Platz sowie auf den Fußwegen Menschengedränge von 500 kg/m².

Stoßzahl nach Gl. 1

$$\varphi_1 = 0{,}4 + 0{,}6 \cdot 1{,}57 = 1{,}34.$$

Grundriß der Lastverteilung s. Abb. 71.

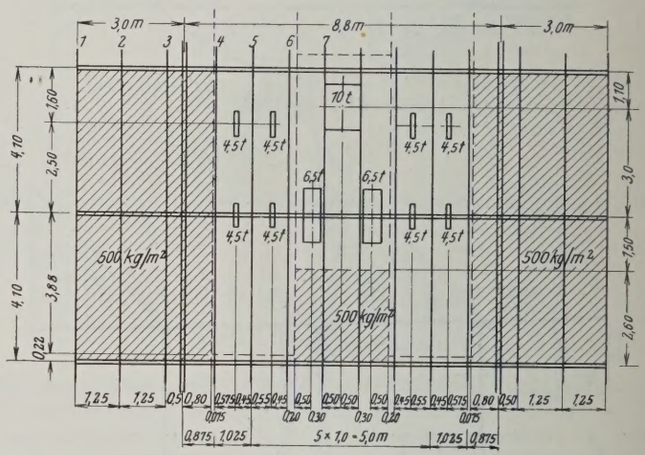


Abb. 71.

Knotenpunktlasten:

Knp. 1 = 1,28 t, Knp. 5 = 8,47 t,
„ 2 = 2,56 t, „ 6 = 7,35 t,
„ 3 = 2,62 t, „ 7 = 8,30 t.
„ 4 = 5,01 t,

Das gesamte Belastungsschema für Verkehrslasten zeigt die Abb. 72.

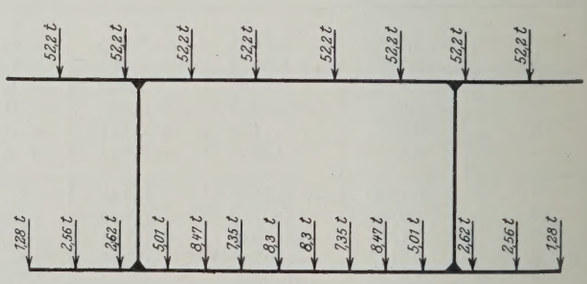


Abb. 72.

g) Auswertung der Einflußlinien.

Es würde zu weit führen, die Auswertung der Einflußlinien hier im einzelnen wiederzugeben. Die Ergebnisse sind in Tafel 22 zusammengestellt.

Tafel 22. (Benennung sämtlicher Momente . . . . tm.)

Punkt	M_g	Verkehrslast oben max M_p	Verkehrslast oben min M_p	Verkehrslast unten max M_p	Verkehrslast unten min M_p	max M	min M
q	— 8,19	+ 28,70	— 102,60	+ 2,61	— 13,15	+ 23,12	— 123,83
IV	— 0,98	+ 114,00	— 94,50	+ 2,65	— 13,16	+ 115,67	— 108,64
V	+ 6,13	+ 208,28	— 95,53	+ 2,61	— 13,24	+ 217,02	— 102,64
A_R	+ 12,02	+ 8,36	— 5,74	+ 40,00	— 2,56	+ 60,38	+ 3,72
4	+ 3,65	+ 8,36	— 5,74	+ 16,94	— 4,96	+ 28,95	— 7,05
5	— 3,77	+ 8,89	— 6,28	+ 4,87	— 17,67	+ 9,99	— 27,72
7	— 10,95	+ 8,35	— 6,28	+ 2,84	— 39,37	+ 0,24	— 56,60
m	+ 0,40	+ 17,20	— 23,45	+ 5,11	— 1,38	+ 22,71	— 24,43
n	+ 5,62	+ 3,65	— 4,70	+ 22,95	— 4,49	+ 32,22	— 3,57
A_p	+ 8,87	+ 8,36	— 5,74	+ 34,61	— 6,80	+ 51,84	— 3,67

h) Momente im oberen Kragarm.

$M_{II} = -0{,}5 \cdot 1{,}5 = -0{,}75$ tm (nur ständige Last).

$M_p = -0{,}5 \cdot 2 \cdot 1{,}5 = -1{,}50$ tm
$-2{,}65 \cdot 1{,}5 = -4{,}00$ „ } (ständige Last)
$-52{,}2 \cdot 1{,}5 = -78{,}40$ „ (Verkehrslast)

$M_p = -83{,}90$ tm.

i) Bestimmung der Längskräfte.

Die Rechnung bietet nichts Besonderes. Die Ergebnisse finden sich in einer späteren Tafel.

3. Linker Pfosten.

Es besteht ein Unterschied zwischen den Pfosten der Rahmen 1, 3, 5, den Pfosten der Rahmen 2, 4 und dem Pfosten des Rahmens 6 (s. Abb. 73 bis 75). Die Rahmen mit ungeraden Nummern stützen sich auf die Knotenpunkte des Untergurts, ihre Pfosten werden im wesentlichen durch die Verkehrslasten der oberen Fahrbahn belastet und erhalten Druckspannungen. Die Rahmen 2 und 4 hängen an den Knotenpunkten des Obergurts, ihre Pfosten werden im wesentlichen durch die Verkehrslasten der unteren Fahrbahn belastet und erhalten Zugspannungen. Eine besondere Stellung nimmt der Rahmen 6 ein. Zwar erhält auch hier der Pfosten durch die unteren Verkehrslasten Zug, infolge des anschließenden Druckstabes *St* erhält er aber überwiegend Druck. Zur größeren Einfachheit der Konstruktion werden alle sechs Pfosten gleich ausgebildet. Es genügt daher, im folgenden die ungünstiger beanspruchten Pfosten mit ungeraden Nummern zu untersuchen.

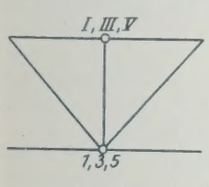


Abb. 73.

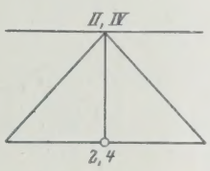


Abb. 74.

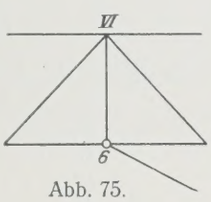


Abb. 75.

α) Ermittlung der Einflußlinie für N_p

$N_p = N_o + X_b$.

Tafel 23.

Angriffspunkt der Last 1	N_o	X_b	N_p
I	— 1	— 0,40	— 1,40
II	— 1	— 0,23	— 1,23
III	— 1	— 0,03	— 1,03
IV	— 1	+ 0,17	— 0,83
V	— 1	+ 0,37	— 0,63
V' bis I'	0	siehe X_b-Linie	siehe X_b-Linie
1 bis 1'	0	siehe X_b-Linie	siehe X_b-Linie

Einflußlinie siehe Abb. 76.

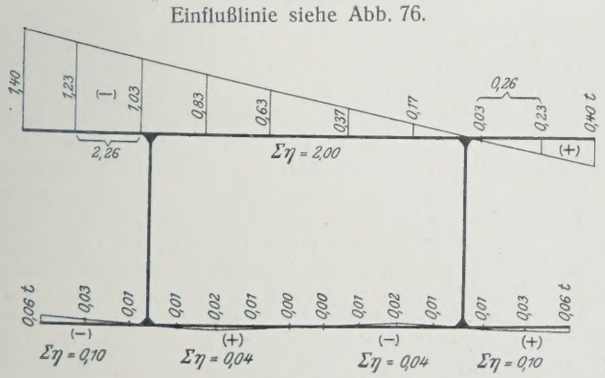


Abb. 76. N_p-Linie.

β) N_p für ständige Last $= -15{,}15$ t,
$N_{p\,max}$ für Verkehrslast oben $= +13{,}55$ t,
$N_{p\,min}$ „ „ „ $= -222$ t,
$N_{p\,max}$ für Verkehrslast unten $= +0{,}48$ t,
$N_{p\,min}$ „ „ „ $= 0$.

$\max N_p = -1{,}12$ t,
$\min N_p = -237{,}15$ t.

γ) Belastungsfall für $\max M_m$
$N_p = -103{,}99$ t.

δ) Belastungsfall für $\min M_m$
$N_p = -104{,}81$ t.

ε) Belastungsfall für $\max M_n$
$N_p = -117{,}6$ t.

ζ) Belastungsfall für $\min M_n$
$N_p = -91$ t.

η) M_m beim Belastungsfall für $\max N_p = +10{,}93$ tm,
M_m „ „ „ $\min N_p = -13{,}48$ tm.

ϑ) M_n „ „ „ $\max N_p = +10{,}98$ tm,
M_n „ „ „ $\min N_p = +6{,}42$ tm.

k) Zusatzkräfte infolge Winddrucks.

Es kommt nur der Fall der belasteten Brücke ($W = 150$ kg/m²) als der erheblich ungünstigere in Frage. Der Einfluß des auf das obere Verkehrsband wirkenden Winddrucks ist etwas verschieden, je nachdem, auf welchem Gleis der Zug steht. Indessen sind diese Unterschiede nur unerheblich, so daß zur Vereinfachung der Rechnung die Annahme zulässig ist, daß sämtliche den Rahmen beanspruchenden Windkräfte in der Schwerachse des luvseitigen Pfostens ihre Angriffpunkte haben. Abb. 77 gibt ein Bild über Größe und Lage der einzelnen Windkräfte.

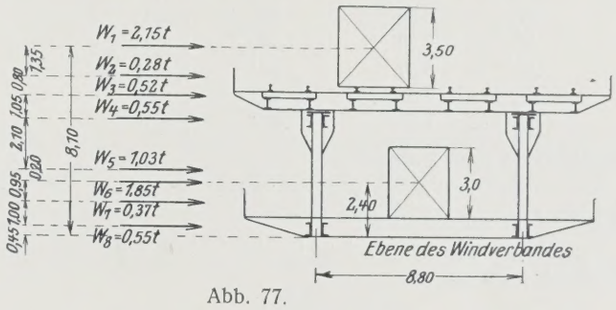


Abb. 77.

Die wagerechten Auflagerkräfte werden durch den Windverband ausgeübt, dessen Ebene ungefähr in Höhe der Unterkante des Untergurtes liegt. Wir nehmen an, daß die an den Rahmenfußpunkten auftretenden Auflagerkräfte gleich groß sind.

$$H = H' = \frac{1}{2} \Sigma W = 3{,}65 \text{ t}.$$

Senkrechte Auflagerkraft

$$A = -B = -\frac{\Sigma W_m h_m}{8{,}8} = -3{,}76 \text{ t}.$$

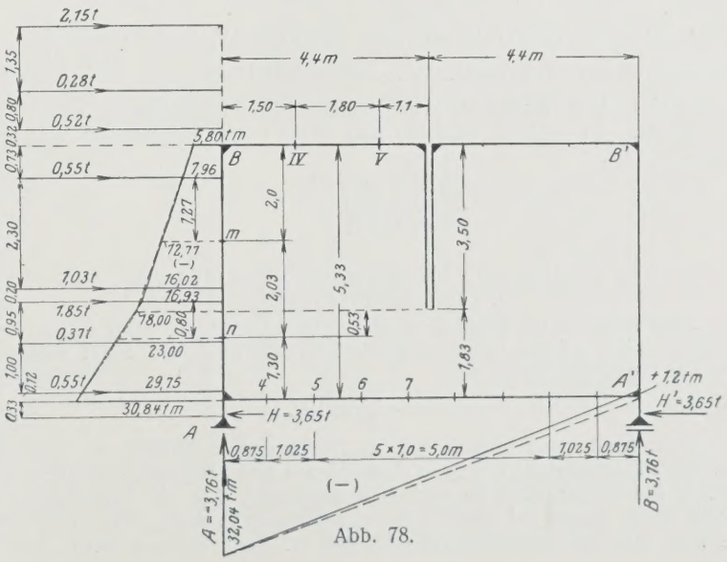


Abb. 78.

Abb. 78 zeigt die M_o-Flächen am statisch bestimmten Grundsystem. Zur Vereinfachung der Rechnung ersetzen wir die Momentenlinien des Pfostens und unteren Riegels durch die gestrichelten Linien. Die weitere Rechnung ergibt

$$\int \frac{M_o M_a\, ds}{J'} = -187{,}26 \text{ m}^3,$$

$$\int \frac{M_o M_b\, ds}{J'} = +542 \text{ m}^3,$$

$$\int \frac{M_o M_c\, ds}{J'} = +197{,}3 \text{ m}.$$

Also folgt:

$$X_a = \frac{\Sigma S_o S_a \cdot \frac{ds}{J'}}{\Sigma S_a^2 \cdot \frac{ds}{J'}} = -\frac{187{,}26}{69{,}06} = -2{,}71,$$

$$X_b = \frac{\Sigma S_o S_b \cdot \frac{ds}{J'}}{\Sigma S_b^2 \cdot \frac{ds}{J'}} = +\frac{542}{258{,}74} = +2{,}09,$$

$$X_c = \frac{\Sigma S_o S_c \cdot \frac{ds}{J'}}{\Sigma S_c^2 \cdot \frac{ds}{J'}} = +\frac{197{,}3}{18{,}59} = +10{,}6 \text{ m}.$$

Nach der Gleichung $M = M_o - M_a X_a - M_b X_b - M_c X_c$ errechnen sich folgende Momente:

M_q	$= +9{,}05$ tm	M_q'	$= -6{,}85$ tm
M_{IV}	$= +7{,}17$ „	M_{IV}'	$= -4{,}97$ „
M_V	$= +3{,}40$ „	M_V'	$= -1{,}20$ „
M_m	$= +2{,}97$ „	M_m'	$= -2{,}68$ „
M_n	$= -0{,}47$ „	M_n'	$= +2{,}83$ „
M_{Ap}	$= -6{,}08$ „	M_{Ap}'	$= +6{,}35$ „
M_{Ar}	$= -7{,}28$ „	M_{Ar}'	$= +6{,}35$ „
M_4	$= -5{,}97$ „	M_4'	$= +5{,}01$ „
M_5	$= -4{,}31$ „	M_5'	$= +3{,}42$ „
M_7	$= -1{,}21$ „	M_7'	$= +0{,}31$ „.

Längskraft im oberen Riegel

$$N_{ro} = X_a = -2{,}71 \text{ t}.$$

Längskraft im unteren Riegel

$$N_{ru} = X_a - H' = +2{,}71 - 3{,}65 = -0{,}94 \text{ t}.$$

Längskraft im Pfosten

$$N_p = +3{,}76 \text{ t}.$$

l) Zusatzkräfte im unteren Riegel als Pfosten des Windverbandes.

Am ungünstigsten wird der Rahmen bei Knotenpunkt 1 beansprucht. Bei einem Winddruck von 150 kg/m² auf die belastete Brücke und gleichzeitig auftretender Bremswirkung wird

$$D_2 = \pm 21{,}5 \text{ t},$$

wobei + für die luvseitige, — für die leeseitige Strebe gilt.

Dann folgt:

$$V_1 = \mp \frac{21{,}9 \cdot 4{,}4}{6{,}014} = \mp 15{,}7 \text{ t}.$$

In der Mitte des unteren Riegels greift die Kraft $2V_1$ in der Ebene der Windstreben an. Die senkrechten Auflagerkräfte sind $= \pm \frac{31{,}4 \cdot 0{,}33}{8{,}8}$ $= \pm 1{,}18$ t. Abb. 79 zeigt die Momentenfläche des unteren Riegels, wobei der Einfluß der statisch unbestimmten Größen als unwesentlich vernachlässigt ist.

$$M_4 = \pm 1{,}04 \text{ tm}$$
$$M_5 = \pm 2{,}25 \text{ „}$$
$$M_7 = \pm 4{,}61 \text{ „}.$$

m) Zusatzkräfte infolge der Seitenstöße der Eisenbahnfahrzeuge.

Nach Abschnitt IIb Punkt 3 ist für je zwei Gleise mit einer Seitenkraft $= 1/5$ der größten Lokomotivachslast zu rechnen. Also ergibt sich für vier Gleise die Seitenkraft

$$H_S = 2 \cdot \frac{25}{5} = 10 \text{ t}.$$

Diese Kraft greift in S.-O. quer zur Brückenachse gerichtet an. Da die obere Fahrbahntafel mit ihren Buckelplatten einen liegenden, ziemlich steifen Blechträger darstellt, darf man annehmen, daß die Seitenkraft durch diesen Träger auf mehrere Rahmen (mindestens drei) verteilt wird. Es wird daher die Annahme gemacht, daß auf einen Rahmen höchstens

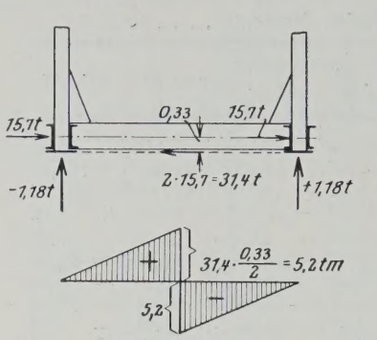


Abb. 79.

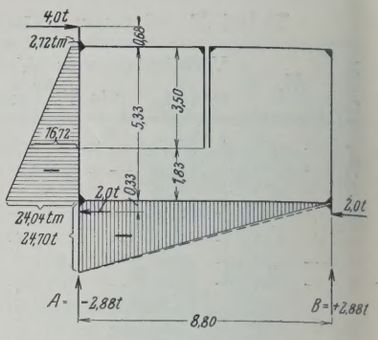


Abb. 80.

$0{,}4\, H_S = 4$ t entfällt. Das Belastungsschema und die Momentenflächen des statisch bestimmten Grundsystems zeigt Abb. 80.

$$H = H' = \frac{1}{2} \cdot 4 = 2 \text{ t}$$

$$A = -B = -\frac{4 \cdot 6{,}34}{8{,}8} = -2{,}88 \text{ t}.$$

$$\int \frac{M_o M_a\, ds}{J'} = -147{,}72 \text{ m}^3$$

$$\int \frac{M_o M_b\, ds}{J'} = +440 \text{ m}^3$$

$$\int \frac{M_o M_c\, ds}{J'} = +156.8 \text{ m}.$$

Also folgt:

$$X_a = \frac{\int M_o M_a \frac{ds}{J'}}{\int M_a^2 \frac{ds}{J'}} = -\frac{147{,}72}{69{,}06} = -2{,}14 \text{ t}$$

$$X_b = \frac{\int M_o M_b \frac{ds}{J'}}{\int M_b^2 \frac{ds}{J'}} = +\frac{440}{258{,}74} = +1{,}696 \text{ t}$$

$$X_c = \frac{\int M_o M_c \frac{ds}{J'}}{\int M_c^2 \frac{ds}{J'}} = +\frac{156{,}8}{18{,}59} = +8{,}44 \text{ tm}.$$

Es ergeben sich folgende Momente:

M_q	$= +7{,}4$ tm	M_q'	$= -5{,}49$ tm
M_{IV}	$= +5{,}88$ „	M_{IV}'	$= -3{,}97$ „
M_V	$= +2{,}83$ „	M_V'	$= -0{,}917$ „
M_m	$= +2{,}00$ „	M_m'	$= -2{,}23$ „
M_n	$= -1{,}80$ „	M_n'	$= +2{,}112$ „
M_{Ap}	$= -4{,}21$ „	M_{Ap}'	$= +4{,}90$ „
M_{Ar}	$= -4{,}87$ „	M_{Ar}'	$= +4{,}90$ „
M_4	$= -3{,}90$ „	M_4'	$= +3{,}91$ „
M_5	$= -2{,}75$ „	M_5'	$= +2{,}80$ „
M_7	$= -0{,}54$ „	M_7'	$= +0{,}592$ „.

Längskraft oben . . $N_{Ro} = -2{,}14$ t,
„ unten . . $N_{Ru} = 2{,}14 - 2 = 0{,}14$ t,
„ im Pfosten $N_p = -2{,}88$ t.

n) Zusammenstellung (s. Tafel 24, Seite 561).

o) Obere Rahmenecke.

1. Allgemeines.

Zur besseren Beurteilung des Kräfteverlaufs in der sehr stark beanspruchten oberen Rahmenecke ist hier nicht die meist übliche Ausbildung mit Eckblechen gewählt, da deren statische Wirkung sich nicht ganz einwandfrei verfolgen läßt. Statt dessen ist der obere Querträger auf dem durch Konsole verbreiterten Pfostenkopf mittels dreier Lager S_a, S_m, S_i aufgelagert, von denen die Lager S_a und S_i auch negative Auflagerkräfte übertragen können (s. Abb. 81). Zu diesem Zweck sind diese beiden Lager mit Zugbändern versehen, die den Steg des Querträgers mit den Pfostenkonsolen verbinden. Bei S_m ist der Querträger zur Übertragung der wagerechten Kräfte mit der Kopfplatte des Obergurtes fest vernietet. Der Pfosten ist an seinem oberen Ende gehobelt und schließt dicht an die Kopfplatte an, ohne jedoch mit ihr fest verbunden zu sein. Bei S_m können daher zwar positive Auflagerkräfte aufgenommen werden, aber keine negativen, weil die Kopfplatten sich hier nach oben durchbiegen können. Die negativen Auflagerkräfte werden hier deshalb vermieden, weil sie eine Vergrößerung der Auflagerkräfte bei S_a und S_i erzeugen

Tafel 24.

Ständige Last		Verkehrslast				Ständige Last + Verkehrslast (abgerundet)				Zusatzkräfte						Haupt- und Zusatzkräfte			
										Wind		Windverband		Seitenkräfte					
M tm	N t	$M+$ tm	N t	$M-$ tm	N t	$M+$ tm	N t	$M-$ tm	N t	M tm	N t	M tm	N t	M tm	N t	max M tm	N t	min M tm	N t
— 0,75								— 1											
— 5,50				— 78,40				— 84											
										+ 9,05				+ 7,40					
— 8,19		+ 31,31	+ 0,75	— 115,75	— 10,08	+ 23	— 2	— 124	— 13	— 6,85				— 5,49		+ 39	— 7	— 136	— 8
										+ 7,17				+ 5,88					
— 0,98	— 2,47	+ 116,65	— 7,60	— 107,66	— 1,73	+ 116	— 10	— 109	— 4	— 4,97	∓ 3,0			— 3,97	∓ 2,0	+ 129	— 15	— 118	+ 1
										+ 3,40				+ 2,83					
+ 5,13		+ 210,89	— 7,60	— 108,77	— 1,73	+ 217	— 10	— 103	— 4	— 1,20				— 0,92		+ 223	— 15	— 105	+ 1
		(I)		(III)						+ 2,97									
+ 0,40		+ 22,31	— 103,99	— 24,83	— 104,81	+ 23	— 119	— 24	— 120	— 2,68				+ 2,00					
														— 2,23		+ 28	— 112	— 29	— 127
		(II)		(IV)						+ 2,97				+ 2,00					
+ 0,40		+ 10,93	+ 14,03	— 13,48	— 222,0	+ 11	— 1	— 13	— 237	— 2,68				— 2,23		+ 16	+ 6	— 18	— 244
		(I)		(III)						— 0,47				— 1,80					
+ 5,62	— 15,15	+ 26,6	— 117,6	— 9,19	— 91,0	+ 32	— 133	— 4	— 106	+ 2,83	± 4,0			+ 2,11	± 3,0	+ 37	— 140	— 6	— 99
		(II)		(IV)						— 0,47				— 1,80					
+ 5,62		+ 10,98	+ 14,03	+ 6,42	— 222,0	+ 17	— 1	+ 12	— 237	+ 2,83				+ 2,11		+ 22	— 8	+ 10	— 230
										— 6,08				— 4,21					
+ 8,87		+ 42,97	— 104,4	— 12,54	— 104,4	+ 52	— 120	— 4	— 120	+ 6,35				+ 4,90		+ 63	— 127	— 14	— 113
										— 7,28				— 4,87					
+ 12,02		+ 48,36	+ 17,53	— 8,30	— 8,20	+ 60	+ 20	+ 4	— 6	+ 6,35				+ 4,90		+ 71	+ 21	— 8	— 7
										— 5,97				— 3,90					
+ 3,65	+ 2,47	+ 25,30	+ 15,99	— 10,70	— 6,67	+ 29	+ 18	— 7	— 4	+ 5,01	∓ 1,0	± 1,04	∓ 15,7	+ 3,91	0	+ 37	+ 35	— 16	— 21
										— 4,31				— 2,75					
— 3,77		+ 13,76	+ 11,35	— 23,97	— 2,03	+ 10	+ 14	— 28	0	+ 3,42		± 2,25		+ 2,80		+ 14	+ 31	— 33	— 17
										— 1,21				— 0,54					
— 10,95		+ 11,19	+ 7,60	— 45,65	+ 1,73	0	+ 10	— 57	+ 4	+ 0,31		± 4,61		+ 0,59		+ 3	— 7	— 61	+ 21

Bemerkungen: (I) = max M; (II) = M für max N_p; (III) = min M; (IV) = M für min N_p.

würden. Wir haben es also mit einem Träger von veränderlicher Stützung zu tun. Treten bei S_m positive Kräfte auf, so liegt ein Träger auf drei Stützen vor, wird die Auflagerkraft S_m dagegen negativ, so wird die Mittelstütze unwirksam, und der Träger ist ein Balken auf zwei Stützen. Da man nicht vorher übersehen kann, welche der beiden Stützungsarten für jeden Belastungsfall maßgebend ist, so müssen die Einflußlinien für beide Stützungen ermittelt werden.

Zur Vereinfachung der Rechnung wird dabei die Annahme gemacht, daß die drei Stützpunkte S_a, S_m, S_i in ihrer Höhenlage zueinander unveränderlich sind.

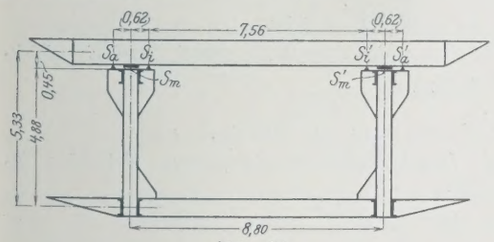


Abb. 81.

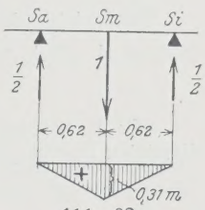


Abb. 82.

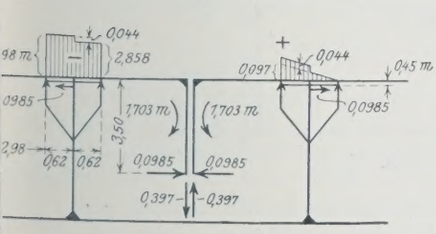


Abb. 83.

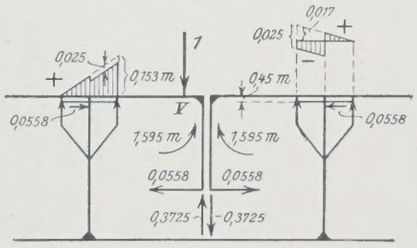


Abb. 84.

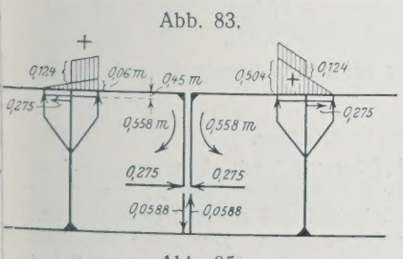


Abb. 85.

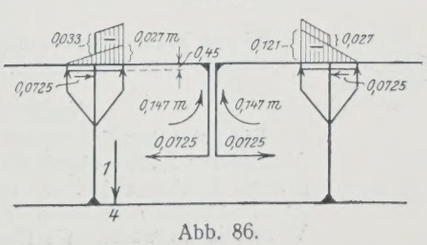


Abb. 86.

2. Einflußlinien für S_m.

Wir untersuchen gleichzeitig beide Rahmenecken und denken uns den Riegel in der Mitte durchschnitten. Die an der Schnittstelle auftretenden Größen X_a, X_b und X_c können wir für jede Laststellung aus den oben entwickelten Einflußlinien entnehmen, so daß wir diese Kräfte als bekannt ansehen dürfen.

Da das Trägheitsmoment zwischen S_a und S_i gleich bleibt, so folgt

$$S_m = \frac{\int M_o\, M_a\, dx}{\int M_a^2\, dx} \tag{77}$$

Die M_a-Fläche ist in Abb. 82 dargestellt.

$$\int M_a^2\, dx = \frac{2}{3} \cdot 0{,}31^2 \cdot 0{,}62 = 0{,}0398 \text{ m}^3.$$

Der Wert $\int M_o\, M_a\, dx$ wird für die verschiedenen Stellungen der Last 1 ermittelt.

Die Abb. 83 bis 86 zeigen für verschiedene Stellungen der Last 1 das statisch bestimmte Grundsystem mit sämtlichen angreifenden Kräften und den M_o-Flächen für die Riegelstücke über den verbreiterten Pfostenköpfen. Es wird immer nur der Teil der M_o-Fläche benötigt, der zwischen S_a und S_i liegt, da außerhalb dieser Strecke $M_a = 0$ ist, so daß hierfür $\int M_o\, M_a\, dx = 0$ wird. Von der Wiedergabe der zahlenmäßigen Ausrechnung sehen wir hier ab und beschränken uns auf die Mitteilung der Ergebnisse in Tafel 26.

Tafel 26.

Angriffspunkt der Last 1	Linker Pfosten		Rechter Pfosten	
	$\int M_o\, M_a\, dx$ in m³	S_m	$\int M_o\, M_a\, dx$ in m³	S_m
I	— 0,561	— 14,10	+ 0,0133	+ 0,335
II	— 0,327	— 8,22	+ 0,0078	+ 0,195
III	+ 0,0052	+ 0,13	+ 0,00115	+ 0,0193
IV	+ 0,0340	+ 0,85	— 0,00336	— 0,0844
V	+ 0,0123	+ 0,309	— 0,00077	— 0,0194
1	+ 0,0177	+ 0,445	+ 0,0603	+ 1,515
4	— 0,0058	— 0,145	— 0,0148	— 0,372
5	— 0,0134	— 0,338	— 0,0255	— 0,642
6	— 0,0204	— 0,513	— 0,0298	— 0,751
7	— 0,0263	— 0,662	— 0,0288	— 0,748

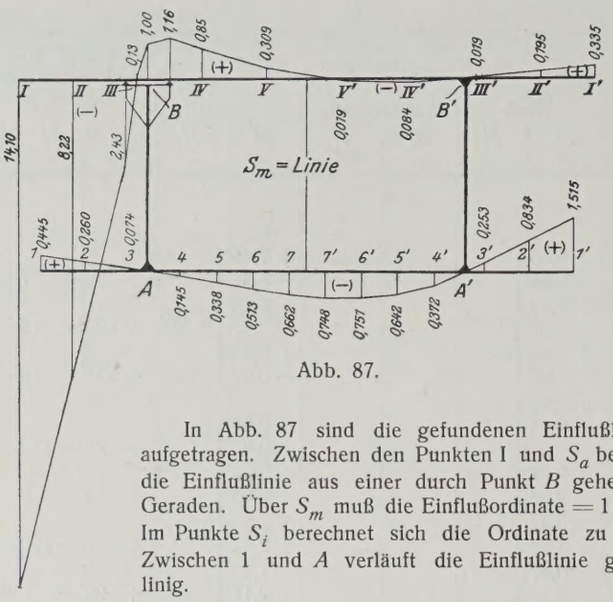


Abb. 87.

In Abb. 87 sind die gefundenen Einflußlinien aufgetragen. Zwischen den Punkten I und S_a besteht die Einflußlinie aus einer durch Punkt B gehenden Geraden. Über S_m muß die Einflußordinate = 1 sein. Im Punkte S_i berechnet sich die Ordinate zu 1,16. Zwischen 1 und A verläuft die Einflußlinie geradlinig.

3. Einflußlinien für S_{a_o} und S_{i_o}.

Außer den oben vorgesehenen Stellungen der Last 1 kommen hier noch die Punkte über S_a und S_i als Angriffpunkte der Last 1 in Frage. Die Einflußlinien S_{a_o} und S_{i_o} sind in Abb. 88 u. 89 aufgetragen.

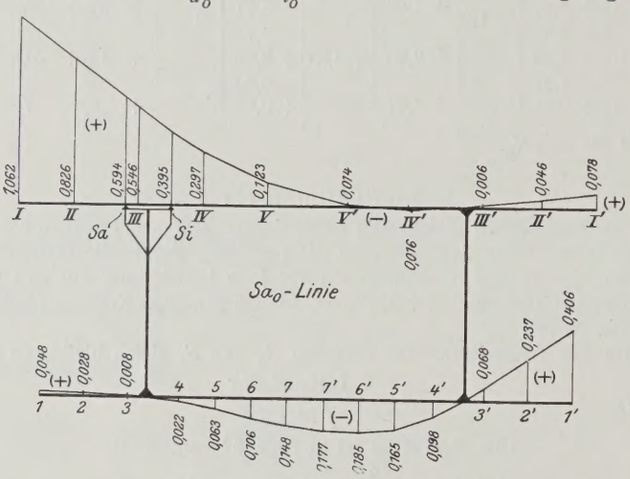


Abb. 88.

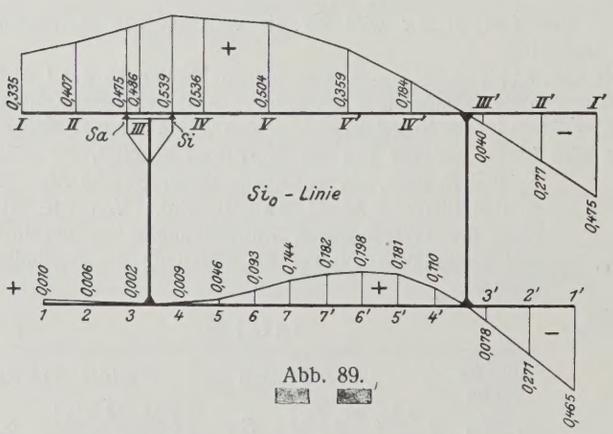


Abb. 89.

4. Auswertung der Einflußlinien.

α) Ermittlung von $\frac{\max}{\min} S_a$ und $\frac{\max}{\min} S_i$.

Wir ermitteln aus den gefundenen Einflußlinien zunächst $\frac{\max}{\min} S_{a_o}$ und $\frac{\max}{\min} S_{i_o}$.

S_{a_o} für ständige Last = + 4,903 t
$S_{a_{o+}}$ für Verkehrslast = + 97,76 t
$S_{a_{o-}}$ für Verkehrslast = — 7,47 t.

$\max S_{a_o} = + 102{,}66$ t
$\min S_{a_o} = — 2{,}57$ t.

S_{i_o} für ständige Last = + 10,24 t
$S_{i_{o+}}$ für Verkehrslast = + 136,40 t
$S_{i_{o-}}$ für Verkehrslast = — 17,99 t.

$\max S_{i_o} = + 146{,}64$ t
$\min S_{i_o} = — 7{,}75$ t.

Wir bestimmen nun für jeden der soeben gefundenen Werte den zugehörigen Wert von S_m.

$S_m^{\max S_{a_o}}$ für ständige Last = — 31,22 t
$S_m^{\max S_{a_o}}$ für Verkehrslast (s. Abb. 90) = — 343,99 t
$S_m^{\max S_{a_o}} = — 375{,}21$.

Da die negative Kraft nicht übertragen wird, ist $S_m^{\max S_{a_o}} = 0$,

$S_m^{\min S_{a_o}}$ für ständige Last = — 31,22 t.

Man erkennt aus der Laststellung (Abb. 91) ohne weiteres, daß $S_m^{\min S_{a_o}}$ negativ, d. h. = 0 wird.

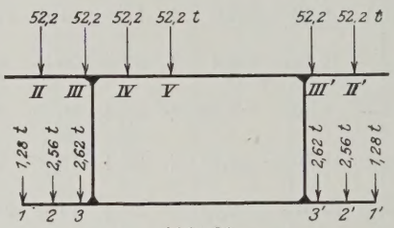


Abb. 90.

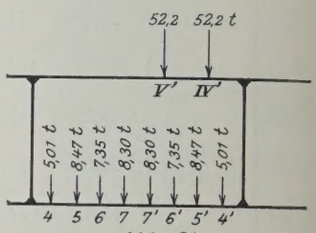


Abb. 91.

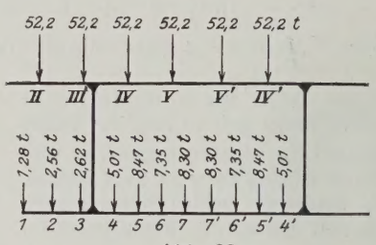


Abb. 92.

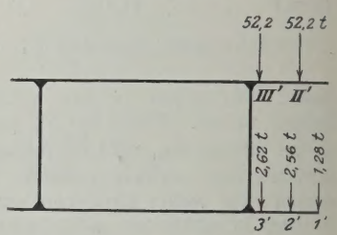


Abb. 93.

Ebenso ist auch aus den Abb. 92 u. 93 leicht zu entnehmen, daß

$S_m^{\max S_{i_o}} = 0$,

$S_m^{\min S_{i_o}} = 0$ ist.

Daraus folgt, daß die oben errechneten Werte von S_{a_o} und S_{i_o} gleichbedeutend mit S_a und S_i sind.

β) Ermittlung von $\max S_m$.

Wir denken uns mit Verkehrslasten nur die positiven Teile der Einflußlinien besetzt (Abb. 94).

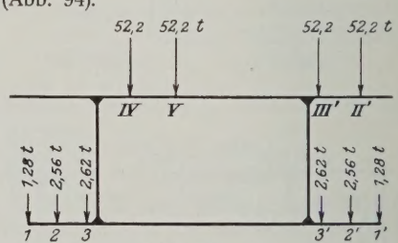


Abb. 94.

S_m für ständige Last = — 31,22 t
S_m für Verkehrslast = + 77,08 t
$\max S_m = + 45{,}86$ t.

Wegen Raummangels muß hier auf den Nachweis der auftretenden Spannungen verzichtet werden.

V. Der Hauptquerträger.

Die unter dem Knotenpunkte 7 (Trägermitte) mit einem gegenseitigen Abstand von 2,20 m eingebauten beiden Hauptquerträger übertragen das gesamte Brückengewicht auf den Königstuhl und ersetzen außerdem den im Knotenpunkt 7 fehlenden Fahrbahnquerträger. Durch die sonstigen Verkehrslasten werden die Hauptquerträger nicht beansprucht, weil bei

geschlossener Brückenlage unterhalb der Brückenmitte die Verkehrslager in Tätigkeit treten. Die Anordnung der Hauptquerträger mit den zugehörigen Verbindungsschotten ist aus Abb. 95 bis 97 ersichtlich. Die

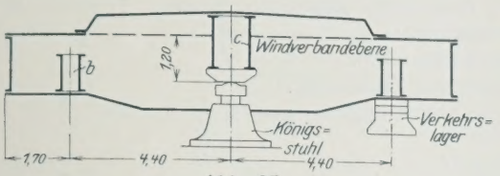


Abb. 95.

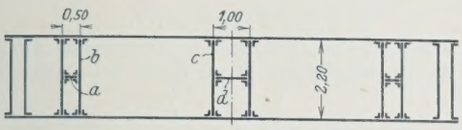


Abb. 96.

im Zwischenlager L und den Streben St auftretenden Kräfte, die von der ruhenden Belastung herrühren, werden durch Vermittlung der Schotte a in die Schotte b und von diesen in die Hauptträger geleitet. Letztere geben die Belastung an die Schotte c und schließlich an das über dem Königstuhl sitzende Schott d ab. Von hier wird endlich die Belastung in den Königstuhl übertragen.

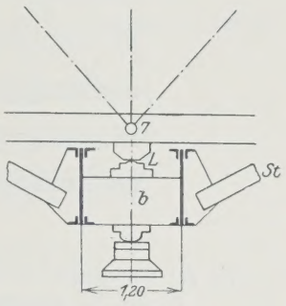


Abb. 97.

Die Berechnung des Hauptquerträgers und der verschiedenen Zwischenschotte im geschlossenen und geöffneten Zustande der Brücke wird recht umfangreich. Auf ihre Wiedergabe muß hier wegen des beschränkten Raumes verzichtet werden.

VI. Auflagerkräfte.

1. Hublager.

a) Ständige Last.

Wie schon früher (S. 183) ausgeführt ist, erhält jedes Hublager aus ständiger Last einen Auflagerdruck $A_g = 150$ t.

b) Verkehrslast.

Abb. 98 zeigt die Einflußlinie für die Auflagerkraft A des Hublagers mit Eintragung der ungünstigsten Laststellung für max A und min A. Die

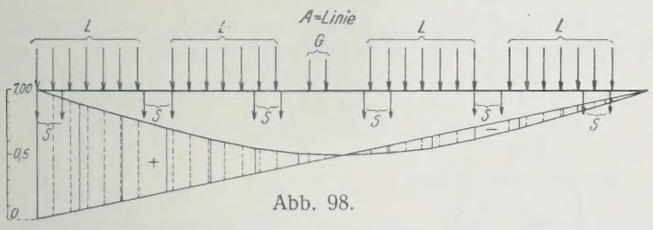


Abb. 98.

auf den einzelnen Hauptträger entfallenden Lastanteile an den Verkehrslasten der oberen und unteren Fahrbahn sind bereits im Abschnitt III ermittelt worden.

Es ergibt sich:

$$\max A_p = +\,692 \text{ t}$$
$$\min A_p = -\,118{,}5 \text{ t.}$$

c) Bremskräfte.

Zur Erzielung des größten (positiven oder negativen) Wertes von A_b denken wir nach Abb. 99 die Lastenzüge der Gleise 1 u. 2 nach rechts fahrend und bremsend, den Zug auf Gleis 3 nach links anfahrend, den Zug auf Gleis 4 nach links fahrend und bremsend.

Jeder Bremsverband nimmt dann folgende Bremskräfte auf:

Gl. 1 } je $\frac{175}{7} + \frac{20}{14} = 26{,}4$ t,
Gl. 2 }

Gl. 3 $\frac{175}{7} = 25{,}0$ t,

Gl. 4 $-\frac{175}{7} - \frac{20}{14} = -\,26{,}4$ t.

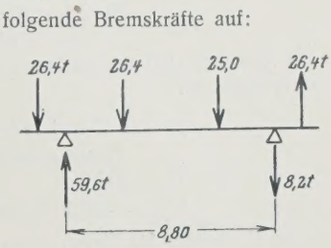


Abb. 99.

Der Bremsverband überträgt dann auf den am meisten belasteten Hauptträger die Kraft

$$\frac{1}{8{,}8}\,[26{,}4\,(1{,}2 + 6{,}4 + 10{,}0) + 25 \cdot 2{,}4] = +\,59{,}6 \text{ t.}$$

Das von diesen Bremskräften hervorgerufene Kippmoment $= 2 \cdot 59{,}6 \cdot 8{,}2$ erzeugt in den Hublagern die Auflagerkräfte $A_w = \pm\,17$ t.

Das Mittellager C erhält, da die Belastung für beide Bremskräfte gleich groß angenommen wird, keinen senkrechten Stützendruck.

d) Windkräfte.

Wie bereits früher (S. 193) dargelegt, sind die Verkehrsbänder als über die ganze Brückenlänge reichend anzunehmen.

Gesamtangriffsfläche (einschl. der beiden Verkehrsbänder) $= 11{,}88$ m²/m.

Senkrechte Zusatzbelastung eines Hauptträgers (Winddruck von 150 kg/m²) $= 0{,}15 \cdot \frac{11{,}88 \cdot 4{,}53}{8{,}8} = \pm\,0{,}92$ t/m.

Aus der Einflußlinie ergibt sich $A_w = \pm\,10{,}3$ t.

e) Zusammenstellung.

	max A in t	min A in t
Ständige Last . .	+ 150	+ 150
Verkehrslast . . .	+ 692	— 118,5
Bremskraft . . .	+ 17	— 17,0
Windkraft	+ 10,3	— 10,3
Zusammen	+ 869,3	+ 150 — 145,8 = + 4,2 t.

Wir sehen also, daß min A auch im ungünstigsten Fall immer positiv bleibt, so daß ein Abheben der Brücke am Endauflager nicht stattfinden kann.

2. Königstuhl.

a) Allgemeines.

Für die Bemessung des Königstuhls und des Auflagersteins sind folgende Belastungsfälle maßgebend, die die verschiedensten Kombinationen des senkrechten Auflagerdrucks V und wagerechten Auflagerdrucks H enthalten.

Brücke in Verkehrslage.

1. max V bei gleichzeitigem Eintritt von max H
2. min V bei möglichst großem H
3. max H bei möglichst kleinem V.

Brücke während des Öffnens.

Brücke geöffnet.

1. Winddruck von 250 kg/m² rechtwinklig zur Brückenachse,
2. Winddruck von 250 kg/m² gleichlaufend zur Brückenachse.

Es würde hier zu weit führen, die sämtlichen Belastungsfälle zu behandeln, wir beschränken uns daher, den Rechnungsgang für einige Fälle darzulegen.

b) Brücke in Verkehrslage.

Die senkrechte Auflagerkraft infolge ruhender Belastung V_g ist gleich dem Gesamtgewicht der Drehbrücke weniger 4 · 150 t, die von den Hublagern aufgenommen werden.

$$V_g = 1214 - 600 = 614 \text{ t.}$$

Von den Verkehrslasten beanspruchen den Königstuhl nur die in den Mittelfeldern der unteren Fahrbahn angreifenden Lasten. Eine überschlägliche Berechnung ergibt

$$V_p = 52 \text{ t.}$$

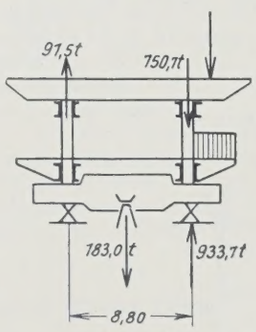


Abb. 100.

Der größte negative Auflagerdruck entsteht bei dem Belastungsfall nach Abb. 100. Aus der Einflußlinie für den Stützendruck X_a (vergl. Abb. 16) berechnen sich die Anteile X_{I} und X_{II} für die beiden Hauptträger, wie folgt:

$$X_{\text{I}} = \underbrace{-\,82{,}5}_{\text{Obere Fahrbahn}} \underbrace{-\,9{,}0}_{\text{Untere Fahrbahn}} \text{ t} = -\,91{,}5 \text{ t}$$

$$X_{\text{II}} = \underbrace{-\,689 \text{ t}}_{\text{Obere Fahrbahn}} + \underbrace{61{,}7 \text{ t}}_{\text{Untere Fahrbahn}} = +\,750{,}7 \text{ t.}$$

Aus Abb. 100 folgt:

$$V_p \min = -\,91{,}5 \cdot \frac{8{,}8}{4{,}4} = -\,183 \text{ t.}$$

Ein weiterer negativer Stützendruck wird durch Windbelastung (150 kg/m²) hervorgerufen.

Senkrechte Zusatzbelastung eines Hauptträgers $= \pm\,0{,}91$ t/m.

Aus der Einflußlinie für X_a folgt:

$$X_{\text{I}} = -\,X_{\text{II}} = -\,0{,}91 \cdot 35{,}1 = 32 \text{ t.}$$

Der auf den Königstuhl entfallende wagerechte Auflagerdruck beträgt

$$10/16 \cdot 0{,}15 \cdot \underbrace{11{,}74}_{\text{Angriffsfläche für den lfdm.}} \cdot \underbrace{57{,}4}_{\text{Brückenlänge}} = 63 \text{ t.}$$

Nach Abb. 101 folgt

$$V_w = -\frac{1}{4{,}4}(32 \cdot 8{,}8 + 63 \cdot 1{,}20) = -81{,}2 \text{ t.}$$

Die größte wagerechte Auflagerkraft infolge der Bremswirkung H_b entsteht bei der in Abb. 102 wiedergegebenen Laststellung. Mit Rücksicht darauf, daß sich auch die beiden Verkehrslager infolge Reibung ($\mu = 0{,}15$) an der Aufnahme der Bremskräfte beteiligen, sind die Lasten zugunsten der Sicherheit so verteilt, daß die Verkehrslager einen möglichst kleinen Druck erhalten; hierzu sind auch die Verkehrslasten ohne Stoßziffer eingeführt. Von der gesamten Bremskraft $4 \cdot 50 = 200$ t erhält jedes Verkehrslager $0{,}15 \cdot 2 \cdot 25 \cdot 7{,}104 = 53$ t, so daß der Königstuhl erhält

$$H_b = 200 - 2 \cdot 53 = 94 \text{ t.}$$

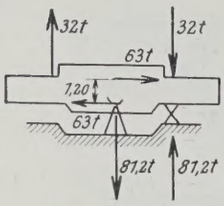


Abb. 101.

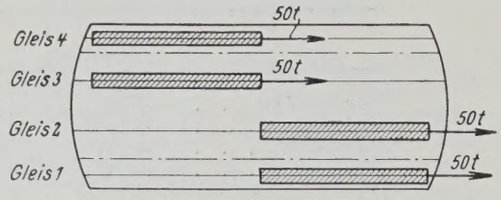


Abb. 102.

Zur Ermittlung des größten Windeinflusses denken wir uns die Verkehrsbänder auf beiden Fahrbahnen über die ganze Brückenlänge reichend. Die gesamte Angriffsfläche beträgt dann 11,88 m²/m.

$$H_w = \frac{10}{16} \cdot 0{,}15 \cdot 11{,}88 \cdot 57{,}4 = 64 \text{ t.}$$

Es ergeben sich folgende Kombinationen von H und V:

1. max V und gleichzeitig max H
   max $V = 614 + 52$ t $= 666$ t
   max $H = \sqrt{H_b^2 + H_w^2} = 114$ t.
2. min V bei möglichst großem H
   min $V = 614 - 183 - 83{,}5 = +347{,}5$ t.

H_b wird hier, da weniger Gleise besetzt sind, kleiner als oben, und zwar $= 70$ t; H_w wird $= 63$ t; max $H = \sqrt{70^2 + 63^2} = 94$ t.

3. max H bei möglichst kleinem V.

V_p wird hier möglichst gering angenommen, zur Sicherheit $= 0$; $V = 614$ t; max H wie im Fall 1 $= 114$ t.

c) Brücke geöffnet.

$V_g = 1214$ t (Brückengewicht).

Wind rechtwinklig zur Brücke.

Angriffsfläche $= 6{,}59$ m²/m.

Aus der Einflußlinie für die Mittelstütze des Windverbandes (Abb. 39) folgt

$$H_w = \underbrace{0{,}25 \cdot 6{,}59 \cdot 31{,}06}_{\text{Inhalt der Einflußfläche}} = 51{,}3 \text{ t.}$$

Zusatzlasten der Hauptträger über dem Drehpfeiler, wenn die Windmittelkraft 3,42 m über der Windverbandebene liegt, $= \pm 0{,}25 \cdot 6{,}59 \cdot 57{,}4 \cdot \frac{3{,}42}{8{,}8} = \pm 36{,}7$ t.

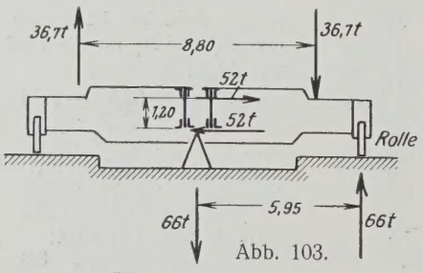


Abb. 103.

Aus Abb. 103 folgt

$$V_w = -\frac{1}{5{,}95}(36{,}7 \cdot 8{,}8 + 52 \cdot 1{,}35) = -66 \text{ t.}$$

$$V = V_g + V_w = 1214 - 66 = 1148 \text{ t.}$$

Wind gleichlaufend zur Brücke.

Hier ergibt die Rechnung

$$H_w = 34{,}5 \text{ t}$$
$$V_w = -31{,}5 \text{ t}$$
$$V = 1214 - 31{,}5 = 1182{,}5 \text{ t.}$$

3. Verkehrslager.

Die größten Auflagerkräfte treten nur bei ausgebautem Königstuhl auf, da die Verkehrslager dann auch die ruhende Brückenlast sowie die Wind- und Bremskräfte aufnehmen müssen. Folgende Belastungsfälle sind zu untersuchen:

a) Hauptkräfte allein.

b) Haupt- und Zusatzkräfte.

α) max V bei möglichst großem H
β) min V „ „ „ H
γ) max H „ „ „ H
δ) max H „ „ kleinem V.

a) Hauptkräfte allein.

Die oben ermittelte Auflagerkraft des Königstuhls infolge ständiger Last wird von den Verkehrslagern je zur Hälfte übernommen.

$$V_g = \frac{1}{2} \cdot 1214 = 607 \text{ t.}$$

Die ungünstigste Verkehrsbelastung zeigt Abb. 104.

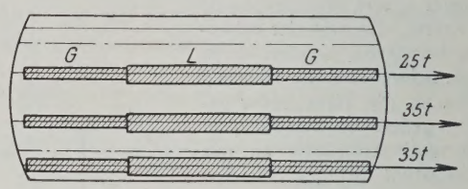


Abb. 104.

Aus der Einflußlinie für X_a ergibt sich:

Einfluß der Eisenbahnlasten $V' = 1296$ t
„ „ Straßenbahnlasten $V'' = 79$ t
„ „ sonstigen Straßenbelastung $V''' = 109{,}5$ t
$V_p = V' + V'' + V''' = 1484{,}5$ t
max $V = 607 + 1484{,}5 = 2091{,}5$ t.

b) Haupt- und Zusatzkräfte.

α) max V bei möglichst großem H.

Einfluß der Hauptkräfte ist oben ermittelt. Infolge von Wind von rechts auf Brücke und beide Verkehrsbänder entsteht eine Zusatzbelastung von $\pm 0{,}918$ t/m. Die senkrechten Auflagerkräfte des Hauptquerträgers sind dann $= \pm \underbrace{0{,}918 \cdot 35{,}10}_{\text{Inhalt der Einflußfläche}} = \pm 32{,}3$ t.

Die wagerechte Windkraft, die durch die Reibung eines Verkehrslagers aufgenommen wird, beträgt nach früheren Rechnungen 64 t.

$$V_w = 32{,}3 + \frac{64 \cdot 1{,}94}{8{,}8} = 46{,}4 \text{ t (Abb. 105)}$$

max $V = 2091{,}5 + 46{,}4 = 2137{,}9$ t.

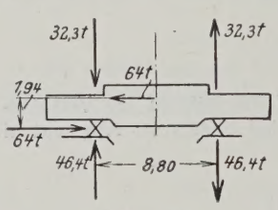


Abb. 105.

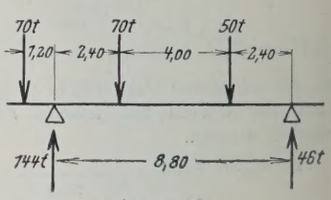


Abb. 106.

Einfluß der Bremskräfte.

Bremskraft der ersten beiden Gleise je 70 t. Anfahrwiderstand des dritten Gleises 50 t.

Hiervon erhält das Verkehrslager unter Hauptträger I (s. Abb. 106)

$$H_b = \frac{50 \cdot 2{,}4 + 70 \cdot 6{,}9 + 70 \cdot 10}{8{,}8} = 144 \text{ t.}$$

In Abb. 107 sind die senkrechten und die wagerechten Auflagerkräfte zusammengestellt.

β) min V bei möglichst großem H.

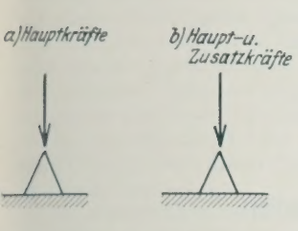
Belastungsfall s. Abb. 108.

$V_g = 607$ t
$V_p = -91{,}5$ t (bereits früher ermittelt).

Die Windkräfte für diesen Belastungsfall sind schon früher errechnet.

$V_w = -46$ t.
min $V = 607 - 91{,}5 - 46 = 744{,}5$ t.

Gesamte auf den Drehpfeiler kommende Windkraft $= 63$ t.



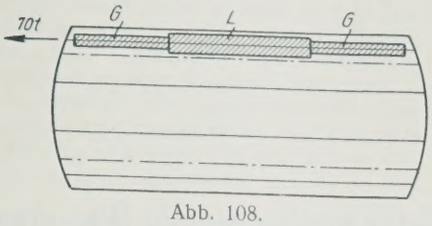
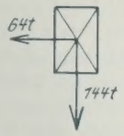


Abb. 108.

Abb. 107.



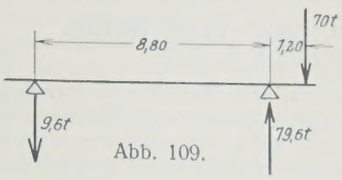


Abb. 109.

Hiervon erhält das linke Verkehrslager unter der Annahme einer möglichst großen Reibungsziffer 0,2 $H_w = 0{,}2 \cdot \min V = 28$ t.

Die im Gleis 4 wirkende Bremskraft von 70 t erzeugt im linken Verkehrslager (s. Abb. 109) einen wagerechten Druck

$$H_b = \frac{70 \cdot 1{,}2}{8{,}8} = 9{,}6 \text{ t}.$$

Abb. 110 zeigt die Zusammenstellung der Auflagerkräfte.

γ) max H bei möglichst großem V.
Belastungsfall Abb. 111.

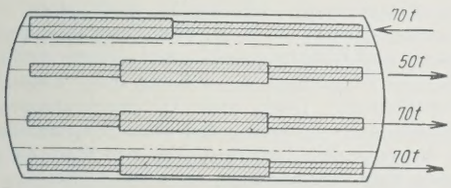
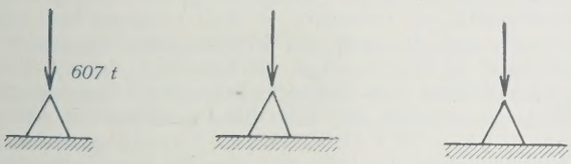


Abb. 111.



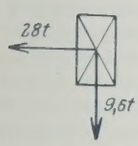


Abb. 110.

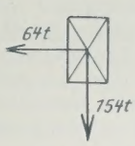


Abb. 112.

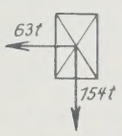


Abb. 114.

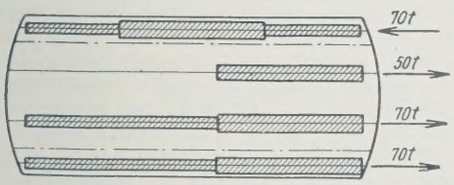


Abb. 113.

Die Rechnung ist ähnlich wie oben.
Das Ergebnis zeigt Abb. 112.

δ) max H bei möglichst kleinem V.
Belastungsfall Abb. 113.
Ergebnis Abb. 114.

VII. Durchbiegung an den Brückenenden.

Wie im Abschnitt III näher ausgeführt ist, muß die Drehbrücke gegenüber den festen Brücken eine solche Höhenlage erhalten, daß in den 4 Endauflagern nach Anheben der Brückenenden Auflagerkräfte von je 150 t auftreten. Der erforderliche Höhenunterschied δ (s. Abb. 115) ist daher gleich derjenigen Durchbiegung, die der Hauptträger am Ende erfährt, wenn an beiden Enden je eine nach oben gerichtete Kraft von 150 t angreift. Dieser Wert δ wurde, um für die Brückenmontage einen Anhalt zu haben, zunächst rechnerisch ermittelt. δ setzt sich zusammen aus der Durchbiegung δ_1 des Hauptträgerendes und dem Werte δ_2, um den sich die Enden der Hauptquerträger anheben. Die Rechnung gestaltet sich unter Verwertung der Rechnungsergebnisse im Abschnitt III sehr einfach. Wir wenden die allgemeine Arbeitsgleichung auf den gedachten Belastungsfall der Abb. 116 und wirklichen Verschiebungszustand der Abb. 117 an.

$$2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \delta_1 = \Sigma S_a \Delta s = \Sigma S_a S \cdot \frac{s}{EF}.$$

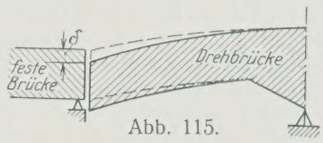


Abb. 115.

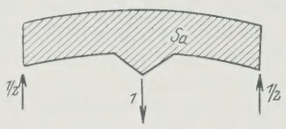


Abb. 116.

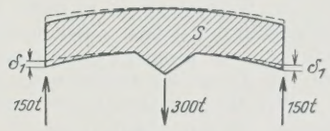


Abb. 117.

Ein Vergleich mit Abschnitt III, Unterabschnitt A 2a zeigt, daß die Stabkräfte S_a mit den dort entwickelten Stabkräften S_a (Zustand $X_a = -1$) gleichbedeutend sind. Ferner folgt aus dem Vergleich dieser beiden Abbildungen, daß $S = 300 \text{ t} \cdot S_a$ sein muß. Also folgt

$$\delta_1 = \frac{300 \text{ t}}{E} \cdot \Sigma S_a^2 \cdot \frac{s}{F} = \frac{300 \text{ t}}{2150 \text{ t/cm}^2} \cdot 56{,}39 \text{ cm}^{-1} = 7{,}88 \text{ cm}.$$

δ_2 berechnet sich in einfacher Weise zu 0,2 cm.

$$\delta = 7{,}88 + 0{,}2 = 8{,}08 \text{ cm}.$$

Die vorstehende Rechnung setzt bekanntlich voraus, daß sämtliche Knotenpunkte als reibungslose Gelenke ausgebildet sind. Tatsächlich sind aber infolge der großen Stabquerschnitte recht schwere Knotenpunktverbindungen entstanden, so daß der ganze Träger bezüglich der Durchbiegungen steifer ausfallen muß, als die Rechnung annimmt. Da nun in der Festigkeitsberechnung mit den gegebenen Kräften von 150 t gerechnet ist, mußte unbedingt sichergestellt werden, daß die Auflagerkräfte diesen Wert auch möglicht genau erreichen. Zu diesem Zweck wurden nach beendeter Montage auf den Hublagern Wasserdruckpressen mit Manometern aufgestellt. Nun wurden die Brückenenden anstatt mit den Hublagern mit diesen Pressen allmählich angehoben und hierbei die zu den einzelnen Hubmaßen gehörenden Druckkräfte mit Hilfe der Manometer festgestellt. Hierbei ergab sich, daß die Kräfte von 150 t bereits bei einem Hub von rd. 6 cm auftreten.

Da die Brücke zunächst mit einem Höhenunterschied von 8 cm montiert war, wurde es notwendig, die Drehbrücke nachträglich um 2 cm anzuheben. Die Hublager, deren Wirkungsweise in einem früheren Aufsatz schon erläutert wurde, bleiben unverändert, es wird nur der Leerlauf der Hubstempel um 2 cm größer und dafür der eigentliche Arbeitshub um 2 cm geringer.

Aus dem Verhältnis der rechnerischen Durchbiegung zur wirklichen kann man einen gewissen Schluß auf den Steifigkeitsgrad des Überbaues ziehen. Setzen wir diesen bei einem Überbau mit Gelenkknotenpunkten = 1, und bezeichnen wir die rechnerische Durchbiegung mit δ_r, die wirkliche mit δ_w, so ist der Steifigkeitsgrad einer Brücke

$$S = \frac{\delta_r}{\delta_w}.$$

Im vorliegenden Falle:

$$S = \frac{8{,}08}{6{,}00} = 1{,}35.$$

Zweckmäßige und wirtschaftliche Betonmischungen für Wasserbauten, im besonderen der Zement-Kalk-Traß-Beton.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat **Karl Ostendorf,** Duisburg.

I. Die wirtschaftliche Bedeutung der mörteltechnischen Fragen für den Wasserbau.

Im Wasserbau stehen wir vor einem neuen, sehr wichtigen Zeitabschnitt, große Bauvorhaben sind in die Wege geleitet: Die Vollendung des Mittellandkanales, der Bau des Rhein-Main-Donau-Kanales, die Neckarkanalisierung, die Fertigstellung des Lippe-Seitenkanales, die Schaffung einer neuen leistungsfähigen Wasserstraße zwischen dem Ruhrgebiet und den Deutschen Seehäfen und andere Kanal-, Hafen- und Erweiterungsbauten an den vorhandenen Wasserstraßen, das alles sind Bauausführungen, zu deren Herstellung Millionen von Kubikmetern Beton benötigt werden. Für den Wasserbauer ist es daher ein Gebot der Stunde, die Frage der wirtschaftlich richtigen Zusammensetzung von Betonmischungen wissenschaftlich und praktisch zu untersuchen. Hierzu einen Beitrag zu liefern, soll der Zweck der nachfolgenden Abhandlung sein.

Wer auf dem Gebiete der Mörteltechnik in den letzten Jahrzehnten gehörig Umschau gehalten hat, der weiß, daß die Frage, welche Bedingungen in den einzelnen Fällen an den Beton zu stellen sind und wie das Mischungsverhältnis anzusetzen ist, um diese Bedingungen zu erfüllen, eifrig untersucht worden ist. Es gibt wohl kaum heute noch eine größere Bauausführung, bei der nicht eingehende Vorversuche in eigens dazu eingerichteten Materialprüfungsstellen angestellt werden. Wenn diese Versuche das zweckmäßigste Ergebnis bringen sollen, so genügt es nicht, diejenige Betonmischung zu ermitteln, welche die Festigkeitsbedingungen erfüllt. Wasserundurchlässigkeit und Wirtschaftlichkeit spielen außer der Festigkeit des Betons eine so wichtige Rolle, daß grobe Fehler von den schwerwiegendsten Folgen und Materialverschwendung in unerhörtem Maße aufkommen können, wenn sich die mörteltechnischen Untersuchungen nicht auch auf diese wichtigen Punkte erstrecken. Grundsätzlich muß der Wasserbauer sich sagen, daß das, was für den Hochbau zweckmäßig ist, für den Wasserbau nicht maßgebend zu sein braucht. So grundverschieden wie der Hochbau vom Wasserbau ist, so grundverschieden sind auch die Gesichtspunkte, nach denen die Frage über die Zweckmäßigkeit der Betonmischungen im Hochbau und im Wasserbau beurteilt werden muß. In dieser Hinsicht ist u. a. die 28tägige Festigkeitsprobe nicht immer maßgebend für die massigen Wasserbauten, die meist erst dann nennenswert beansprucht werden, wenn der Beton mehrere Monate, ja bisweilen mehr als ein Jahr alt ist. Dieser Umstand und andere Gesichtspunkte müssen, wenn die oben angedeuteten Fehler vermieden werden sollen, gebührende Berücksichtigung finden bei der Wahl der Baustoffe und bei der Bestimmung des zweckmäßigen Mischungsverhältnisses des Betons. Die Frage, wie das zweckmäßigste Mischungsverhältnis bestimmt wird, möge nachfolgend eingehend erörtert werden; zum besseren Verständnis wird vorweg der Erhärtungsvorgang der hydraulischen Bindemittel besprochen.

II. Der Erhärtungsvorgang der hydraulischen Bindemittel und der Einfluß des Wasserzusatzes auf die Festigkeit und die Dichtigkeit des Betons.

Die hydraulischen Bindemittel (Portlandzement, Hochofenzement, Eisenportlandzement, hochwertige Zemente und hydraulischer Kalk) enthalten außer Kalziumoxyd CaO: Kieselsäure SiO_2, Aluminiumoxyd Al_2O_3 und Eisenoxyd Fe_2O_3. Die letzteren drei Verbindungen sind die charakteristischen Bestandteile der hydraulischen Bindemittel. Sie sind bei der Sinterung der Rohprodukte, aus denen die hydraulischen Bindemittel hergestellt werden, mit dem Kalziumoxyd in Wechselwirkung getreten, und dabei haben sich chemische Verbindungen gebildet, die mit Wasser zu einem Brei angemacht, dieses Wasser zum Teil aufnehmen — chemisch binden oder hydratisieren — und dann an der Luft und auch unter Wasser erhärten. Aus diesem Grunde nennt man diese drei Bestandteile, nämlich die Kieselsäure, das Aluminiumoxyd und das Eisenoxyd Hydraulefaktoren.

Man bezeichnet den Vorgang, der sich bei der Wasseraufnahme und bei der chemischen Bindung des Wassers abspielt, als die Hydratation der Hydraulefaktoren.

Traß gehört auch zu den hydraulischen Bindemitteln, weil auch er Kieselsäure, Aluminiumoxyd und Eisenoxyd enthält; jedoch ist der Traß kein selbständiges Bindemittel, weil ihm die nötige Menge Kalk fehlt, um mit Wasser angemacht in der Luft oder unter Wasser erhärten zu können. Fügt man dem Traß Kalk zu in Form von Kalkbrei oder Staubkalk oder Portlandzement, der überschüssigen Kalk enthält, so erhärtet der Traß mit dem Kalk in der Luft und auch unter Wasser genau wie die vorerwähnten, selbständigen, hydraulischen Bindemittel. Die Hydratation der Hydraulefaktoren findet, soweit bis heute unsere Kenntnisse von diesem sehr verwickelten Vorgang reichen, in mehreren Phasen statt.[1]) In der ersten Phase bilden sich Kristalle, und zwar Trikalziumaluminatplättchen, Kalziumsilikatnadeln und bei Anwesenheit eines Kalküberschusses hexagonale Kalkhydratkristalle. Die Nadeln und Plättchen durchdringen sich innig, schieben sich neben und übereinander, sie verwachsen miteinander und verursachen so den ersten Zusammenhalt der Mörtelteilchen.[1]) Hier spielt schon die Menge des Anmachwassers eine Rolle. Zunächst ist klar, daß der Kristallisationsvorgang unvollkommen sein wird, wenn zu wenig Wasser vorhanden ist; anderseits wirkt auch ein Zuviel an Wasser verzögernd auf die Bildung der Kristalle ein, weil die unzähligen feinen Kalziumsilikatnadeln sich nur aus konzentrierter, d. h. nicht sehr wasserreicher Lösung bilden können;[2]) je weniger gesättigt die Lösung ist, d. h. je mehr Anmachwasser vorhanden ist, desto langsamer und großflächiger ist Kristallbildung, und desto langsamer spielt sich der Abbindevorgang ab.

Auf diese erste Phase folgt die Bildung einer Gelmasse, bestehend aus Kalziummonosilikat.[1]) Durch diese Gelausscheidung wird der Leim gebildet, der nach seiner Erhärtung dem ersten Zusammenhalt der Mörtelteilchen, dem Kristallgerüst, Dauerhaftigkeit und Wasserbeständigkeit verleiht; denn das feste Kristallskelett ist wasserlöslich und würde durch Auslaugung aufgelöst und zerfallen, wenn die bei der Erhärtung wasserbeständig werdende Gelmasse die Kristalle nicht allseitig umhüllte und vor Wasserauslaugung schützte.[2]) Je mehr Gelmasse sich bildet, desto mehr werden auch die einzelnen Mörtelkörnchen miteinander verkittet; die Hohlräume im Mörtel — auch die feinsten — werden durch den erhärtenden und dabei wasserbeständig werdenden Leim ausgefüllt.

Nach den Gesetzen der Kolloidchemie bilden sich Gallerte oder Hydrogel nur aus stark übersättigten Lösungen heraus, und zwar fast momentan, wobei das Erzeugnis unlöslich bezw. schwerlöslich ist.[3]) Also nur bei hinreichender Konzentration der Kalklösung scheidet sich infolge der großen Bildungsgeschwindigkeit und Schwerlöslichkeit des Kalziumhydrosilikates dieses in Gallerteform, also als Kolloidmasse aus.[4]) Hieraus ist zu folgern, daß auch bei der zweiten Phase des Erhärtungsvorganges, der Gelbildung, zuviel Anmachwasser das Zustandekommen einer konzentrierten Kalklösung verhindert und somit den Abbindevorgang nachteilig beeinträchtigt.

Durch die Gelbildung ist der eigentliche Erhärtungsvorgang in bezug auf Wasserbeständigkeit und Dauerhaftigkeit des Mörtels eingeleitet worden, es folgt nunmehr die dritte Phase:

Die wasserreiche Gallerte, der Leim, muß noch eintrocknen, erhärten, damit er wirklich verkittet und wasserundurchlässig und wasserbeständig wird.[4]) Wie soll das Eintrocknen aber geschehen, da doch der Zement unter Wasser erhärtet? Wir müssen uns vorstellen, daß das, was in der ersten und zweiten Phase vor sich gegangen ist, sich auf der Oberfläche der einzelnen Zementkörnchen bezw. Traßkörnchen und in den Zwischenräumen der Sandkörnchen abgespielt hat. Das Anmachwasser hatte durch Auflösung des Kalkes auf der äußersten Schicht der Zementkörnchen eine konzentrierte Kalkwasserlösung gebildet, und diese hatte auf die durch die Kalkentziehung mit Kieselsäure, Aluminiumoxyd und Eisenoxyd angereicherte, aufgeweichte Oberfläche der Zementkörnchen eingewirkt und dabei Kristalle und flüssigen Gel gebildet. Die Feuchtigkeit der Gallerte wirkt nunmehr auf die nach dem Innern der Körnchen nächstfolgende Schicht ein; der soeben beschriebene Vorgang wiederholt sich in der zweiten Schicht, und zwar unter Verbrauch von Wasser, das zum Teil dem Anmachwasser, zum Teil der ersten Gallerteschicht entzogen wird, und weil das Innerste der Zementkörnchen seiner Natur nach begierig ist, Wasser aufzunehmen und zu verarbeiten, wiederholt sich der

[1]) Vergl. Die Hydratation von Portlandzement von Dr. Ferd. Blumenthal.

[2]) Vergl. Der Erhärtungsprozeß der kalkhaltigen Bindungsmittel von Michaelis sen., S. 6.

[3]) Vergl. Dr. Blumenthal.

[4]) Vergl. Dr. Michaelis.

Vorgang so lange, bis das Zementkörnchen durch und durch, d. h. bis daß die ganze Masse bis ins Innerste hydratisiert ist. Die äußeren Schichten des Zementkornes werden dabei immer wasserärmer. Durch Absorption geht aus der überschüssigen Kalklösung immer mehr und mehr Kalk in das anfänglich kalkarme, weiche Hydrogel ein, indem von außen nur Wasser in das Innere der Zementkörnchen hineinwandert, der Kalk aber im Gel zurückbehalten wird. Mit der zunehmenden Kalkabscheidung wird das Hydrogel aber immer mehr verdickt, unplastisch, schließlich dicht und dann starr.

In diesem Zustande ist es dann auch wasserundurchlässig, und in dem erhärteten, wasserundurchlässigen Leim stecken dann die Kristallnadeln bezw. die starren Kristallskelette gleichsam wie Degen in wasserdichter Scheide.[5]) Die innere Wasserentziehung bezw. der Wasserverbrauch bei der Kristall- und Gelbildung erklärt also das Hartwerden unter Wasser und bewirkt auch die zunehmende Erhärtung des Mörtels unter Wasser und seine Wasserbeständigkeit und Wasserdichtigkeit.[6])

Die Verkittung bezw. die Verfestigung der Mörtelteilchen geschieht nicht unmittelbar durch die Kolloidbildung, sondern mittelbar. Durch die Kolloidbildung wird die Festigkeit, die Wasserdichtigkeit und Wasserbeständigkeit erst vermittelt. Wenn Leim quillt, dann ist er noch nicht dicht; auch ist er in diesem Zustande noch nicht fähig, fest zu verbinden; erst wenn der gequollene Leim durch Eintrocknung verdickt, dann beginnt er dichter und dichter zu werden, dann erst fängt er an zu verkitten und zu verbinden. Auf den vorliegenden Fall angewendet, heißt das: durch innere Absaugung muß eine Konzentration, eine Verdickung der Gallerte eintreten; dabei erlangt sie die Fähigkeit zu verkitten, zu verfestigen und zu verdichten. Verstärkt wird diese Fähigkeit nach Dr. Herfeld durch eine osmotische Wirkung, indem die gelösten Kalkhydrate mit der in der Gallerte — dem Mineralleim — vorhandenen Kieselsäure feste Verbindungen eingehen. Durch diese Aufnahme von Kalk — durch die Verkalkung auf osmotischem Wege also — tritt zuletzt die Erstarrung des Mineralleimes ein, dann aber ist die Verkittung, die Verfestigung und die Verdichtung eine vollkommene geworden.

Je konzentrierter nun die Kalklösung ist, die das Wasser für die Hydratisierung des Innersten der Zementkörnchen hergibt, desto sicherer und desto eher wird das weiche Kalziumhydrosilikatgel verdickt, unplastisch und schließlich starr. Zuviel Anmachwasser wirkt also auch bei der dritten Phase des Erhärtungsvorganges ungünstig auf die Festigkeitsentwicklung und auf die Verdichtung.

Der Erhärtungsvorgang ist mit der dritten Phase noch nicht abgeschlossen. Wie eingangs erwähnt, entstehen nach Dr. Blumenthal bei der Hydratation des Portlandzementes sowohl wie bei der Erhärtung einer Mischung aus Portlandzement mit einer Puzzolane (Traß oder glasige Hochofenschlacke):

1. kleine, hexagonale Plättchen, bestehend aus Trikalziumaluminat,
2. feine Nadeln, bestehend aus Monokalziumsilikat, die sich in immer größer werdender Anzahl bilden derart, daß aus den Plättchen und Nadeln ein dicht ineinandergewachsenes Gerüst entsteht,
3. eine Gelmasse, bestehend in der Hauptsache ebenfalls aus Monokalziumsilikat und
4. größere, hexagonale Kristalle aus Kalkhydrat.

Es ist nun nach Dr. Blumenthal bei der mikroskopischen Untersuchung der abbindenden und abgebundenen hydraulischen Bindemittel festgestellt worden, daß die unter 4 genannten Kalkhydratkristalle bei fortschreitender Gelbildung aufgezehrt wurden, d. h. den Kalkhydratkristallen ist die Rolle als Unterhalter fortschreitender Gelbildung zugefallen. Die Gelweiterbildung ist also nur möglich, wenn überschüssiger Kalk zugegen ist, und da der Kalk nur in gelöster Form auf die Kieselsäure einwirken kann, ist die Gelweiterbildung auch nur in Gegenwart von Wasser möglich. Ein Überschuß von Kalk kann daher im hydraulischen Mörtel nur von Vorteil sein; dabei ist aber die Auswirkung des Kalküberschusses für die fortschreitende Erhärtung an die Gegenwart von Wasser geknüpft. Eine wie wichtige Rolle der überschüssige Kalk beim Erhärten der hydraulischen Bindemittel spielt, hat sich aus der mikroskopischen Untersuchung des Abbindevorgangs einer Mischung von Portlandzement und einer künstlichen Puzzolane (glasige Hochofenschlacke) nach Dr. Blumenthal ergeben. Während sich in gewöhnlichem, abgebundenem Portlandzement stets eine ziemlich große Anzahl von Kalkhydratkristallen bildete, waren diese im abgebundenen Eisenportlandzement (Portlandzement + granulierte, d. i. glasige Hochofenschlacke) fast gar nicht zu finden; der Kalküberschuß des Portlandzementes wird also von den Hydraulefaktoren der Puzzolane (die an Stelle der glasigen Hochofenschlacke auch Traß sein kann) ganz zu seiner Umsetzung beansprucht. Solange also Kalk, aufgeschlossene Kieselsäure, Aluminiumoxyd, Eisenoxyd und Wasser zur Verfügung stehen, schreitet die Gelbildung bezw. die Festigkeitsentwicklung und die Verdichtung des Mörtels fort.

[5]) Vergl. Kiepenheuer.
[6]) Vergl. Dr. Michaelis.

In der vierten Phase, der Nacherhärtung, kann die Einwirkung des Kalküberschusses auf die Kieselsäure (Traß oder glasige Hochofenschlacke) nur bei hinreichender Konzentration der Kalkwasserlösung stattfinden, d. h. zuviel Wasser würde auch hier ungünstig sein. Es muß also eine Grenze geben für den Wasserzusatz in bezug auf den günstigsten Verlauf des Erhärtungsvorganges, und es ist die Frage, wo liegt diese Grenze? Enthält der erdfeuchte Beton den genügenden Wasserzusatz? Ist etwa im plastischen Beton der zuträgliche Wasserzusatz vorhanden, oder trifft das erst für den Gußbeton zu? Ist ferner beim Gußbeton der Wasserzusatz so hoch, daß in bezug auf den Erhärtungsvorgang die zuträgliche Grenze des Wasserzusatzes bereits überschritten worden ist?

Die Versuche, die von mir im Auftrage der Kanalbaudirektion Essen ausgeführt worden sind, haben ergeben, daß die höchsten Festigkeiten bei erdfeucht eingestampftem Beton bei Luftlagerung erzielt wurden, und daß sowohl die sehr trockenen als auch die nassen Betonmischungen gegenüber den erdfeuchten Mischungen (auch nach 180 Tagen Erhärtung) 30 bis 40% Minderfestigkeit aufwiesen. Daraus könnte man folgern, daß der erdfeuchte Beton an sich den für den Erhärtungsvorgang günstigsten Wasserzusatz enthält; dabei darf aber folgendes nicht außer acht gelassen werden: Die Festigkeitszahlen für den erdfeuchten Beton rühren von Probekörpern her, die in die Form eingestampft worden sind. Durch das Stampfen werden die Zuschlagstoffe (Kies und Sand) im engbegrenzten Raum fest ineinander geschlagen. In diesem Zustande bilden die Zuschlagstoffe an sich schon bis zu einem gewissen Grade ein starres System; je schärfer die Sandkörner und je unregelmäßiger und kantiger die Steine sind, desto starrer wird dieser Sand-Kieskörper an sich, d. h. ohne die verkittende Kraft der Bindemittel sein. Die Festigkeitszahlen der erdfeucht eingestampften Betonkörper lassen daher einen Schluß auf die durch den Abbindevorgang der hydraulischen Bindemittel entwickelte Festigkeit ohne weiteres nicht zu, und die Beurteilung der Bindemittel hinsichtlich ihrer Erhärtung allein aus dem Ergebnis der Festigkeitszahlen erdfeucht eingestampfter Betonkörper würde von Trugschlüssen nicht frei sein, weil ein Mehr an Stampfarbeit an sich eine höhere Festigkeit verursachen kann. Die oben gezogene Schlußfolgerung, daß der erdfeuchte Beton den für den Erhärtungsvorgang günstigsten Wasserzusatz enthält, kann daher auf völlige Richtigkeit und Zuverlässigkeit keinen Anspruch machen.

Beobachtet man den mehr als erdfeucht eingebrachten Beton beim Abbinden, so bemerkt man, daß er klares Wasser abgibt. Dieses sammelt sich an der Oberfläche und verdunstet, oder entweicht zum Teil durch die Schalung. Der weiche Beton stößt also einen Teil des Anmachewassers von sich ab. Diese Beobachtung ließe nun den Schluß zu, daß im weichen oder Gußbeton der anfängliche Überschuß an Wasser für den Verlauf des Erhärtungsvorganges nicht schädlich zu sein braucht, weil der Überschuß zum Teil abgestoßen wird und weil die dann zurückbehaltene Menge des Anmachewassers die zuträgliche sein müsse.

Wenn man aber bedenkt, daß die Festigkeitszahlen der erdfeucht eingestampften Probekörper aus Zementmörtel, sofern sie bei Luftlagerung erhärten, am höchsten ausfallen, daß die Festigkeitszahlen für die erdfeucht eingestampften Probekörper gleicher Mischung, sofern sie unter Wasser erhärten, niedriger sind, dann möchte man schließen, daß im erdfeuchten Mörtel die für die Festigkeitsentwicklung günstigste Wassermenge enthalten ist, und daß der größere Wasserzusatz, wie er im Gußbeton vorhanden ist, in dieser Beziehung ungünstig wirken muß. Vergleicht man dagegen die verschiedenen Druckfestigkeiten von Kalk-Traß-Mörteln bei Luft- und Wasserlagerung, so findet man in der Regel, daß bei Wasserlagerung sich höhere Festigkeiten ergeben als bei Luftlagerung. Das besagt, daß die Kalk-Traß-Mörtel einen höheren Wasserzusatz verlangen, als er im erdfeuchten Kalk-Traß-Mörtel vorhanden ist; vergl. die obenstehende Darstellung.

Weil nun die oben besprochene Nacherhärtung (die Weiterbildung von Kalziumhydrosilikatgel) durch die Einwirkung von Kalk und Puzzolane (Traß oder glasige Hochofenschlacke) hervorgerufen wird, und weil sich hierbei dieselben Vorgänge abspielen, wie bei der Erhärtung des Kalk-Traß-Mörtels, müßte man folgerichtig schließen, daß, wenn dem Zementmörtel Traß oder Kalk und Traß zugesetzt wird, ein begrenzter Überschuß an Wasser die Nacherhärtung (Phase 4) nur günstig beeinflussen kann.

Alles in allem dürfte also der Schluß zu ziehen sein, daß mit Rücksicht auf den erforderlichen Wasservorrat für die Nacherhärtung der sogenannte plastische Beton den für den günstigsten Verlauf des Erhärtungsvorganges richtigen Wasserzusatz enthält; insbesondere wenn dem Zement eine Puzzolane oder Kalk und Traß zugefügt worden ist.

Nun ist aber die Festigkeit des Betons allein nicht ausschlaggebend für seine Widerstandsfähigkeit; der Beton muß auch dicht sein, wenigstens soweit er im Grundwasser steht, oder soweit er einen Wasserdruck auszuhalten hat. Es ist beobachtet worden, daß dieselbe Betonmischung als Stampfbeton undicht, als Gußbeton dagegen wasserdicht war.[7]) Es dürfte keinem Zweifel unterliegen, daß im weichen Beton die Hohlräume zwischen den Steinen durch den weichen Mörtel vollkommener ausgefüllt werden als beim erdfeuchten Beton, und daß die kleineren und feinsten Hohlräume im Mörtel zwischen den Sandkörnchen von den infolge des erhöhten Wasserzusatzes breiig gewordenen Bindemitteln gleichmäßiger ausgefüllt werden als bei knappem Wasserzusatz; je sämiger der Mörtel ist, desto dichter wird also der Beton werden.

Demnach bietet der erhöhte Wasserzusatz das billigste Mittel, durch Schwemmwirkung einen Betonkörper herzustellen, der fast keine Hohlräume enthält. Nachdem der weiche Beton eingebracht ist, findet durch das Absacken der weichen Masse und durch den gleichzeitigen Austritt von reinem Wasser aus der Schalung heraus und durch Ansammlung des überschüssigen Wassers an der Oberfläche eine weitere Verdichtung der ganzen Masse statt; an die Stelle des ausgetretenen Wassers tritt der verdickte Zementbrei, so ist es zu erklären, daß der Gußbeton fast keine Hohlräume hat. Diese rein mechanische Verdichtung wird mit Sicherheit da eintreten, wo das überschüssige, abgesonderte Wasser aus dem Beton durch die poröse Schalung heraustreten und verdunsten kann; d. h. dünne Mauern aus Gußbeton müssen dicht werden. Bei dicken Mauern liegen die Verhältnisse nicht so günstig, und es dürften, wie es auch der Augenschein vielfach zeigt, Wassertropfen in größerer Zahl im Innern der dicken Gußbetonkörper verbleiben, die den Weg an die Oberfläche oder an die Schalung nicht finden konnten. Diese Tröpfchen, die also von dem abgestoßenen, nicht verdunsteten Wasser herrühren, bilden zunächst kleine Hohlräume im Gußbeton. Es ist nun sehr wohl denkbar, daß diese Wassertröpfchen durch den Nacherhärtungsvorgang mehr und mehr aufgezehrt werden, und daß der Raum, den sie anfänglich einnahmen, mit Kristallgebilden und nach und nach hart werdender Kittmasse aus Kalziumhydrosilikatgel ausgefüllt werden. Die Nachdichtung kann aber nach dem oben Gesagten nur dann eintreten, wenn der Beton überschüssigen Kalk enthält. Hieraus wäre zu folgern, daß ein Zusatz von Kalk und Traß zum Zement-Gußbeton in bezug auf die erwünschte Dichtigkeit sehr günstig wirkt, und daß diese günstige Wirkung sich vornehmlich bei der Herstellung von dicken Mauern aus Gußbeton herausstellen muß.

Der oben dargelegten Auffassung über die Vorgänge beim Abbinden und Erhärten der hydraulischen Bindemittel liegen die Forschungsergebnisse von Michaelis sen., Ambronn, Keisermann und Blumenthal zugrunde. Nach v. Glasenapp[8]) ist die Erhärtung der hydraulischen Bindemittel infolge der Gelbildung von den vorgenannten Forschern zu stark in den Vordergrund gestellt worden; er schreibt zwar auch den Kolloiden die Rolle des Schutzes der Kristalle vor Wasserauflösung zu, jedoch glaubt er, daß ein Teil dieser Kolloide durch den Übergang in den kristallinischen Zustand zur Erhärtung des Mörtels wesentlich beiträgt. Er beobachtete nämlich unter dem Mikroskop, daß sich unmittelbar aus den Körnchen des Klinkermehls eine Gelmasse bildete, die aus Kalziumhydroaluminat bestand, das die Neigung hatte, in den kristallinischen Zustand überzugehen und dabei zu erstarren. Der Übergang des Gels in den kristallinischen Zustand fiel zusammen mit dem Abbinden des Zementes und war deutlich daran zu erkennen, daß das Kalziumhydroaluminatgel vor der Umwandlung optisch inaktiv, nach der Umwandlung — nach 18 bis 25 Stunden — aber optisch aktiv geworden war.

v. Glasenapp erklärt auch die Nacherhärtung des Portlandzementes als eine Strukturänderung des Mörtels, hervorgerufen durch einen allmählich sehr langsam verlaufenden Übergang von Kolloidstoffen in den kristallinischen Zustand.

Je älter der Mörtel, desto durchlässiger waren nach seinen Beobachtungen die Dünnschliffe für polarisierte Lichtstrahlen, d. h. desto mehr Kristalle waren vorhanden, denn optische Aktivität kommt nur den Kristallen und nicht den Kolloiden des Zementmörtels zu.

Unter dem Mikroskop hat v. Glasenapp an älteren Zementmörteln die Anwesenheit von äußerst kleinen Kriställchen in großer Zahl festgestellt und sie u. a. erkannt an der auffallenden Goldfarbe im polarisierten Licht, die den Sphärokriställchen (halbflüssigen Kristallen) aus Kalziumhydroaluminat eigen ist. (v. Glasenapp stellte auch fest, daß die Kriställchen des alten Mörtels deutliche kristallographische Umgrenzungen zeigen).

Wie dem auch sei, der Erhärtungsvorgang beruht nach beiden Theorien auf der Bildung von Kristallen und auf der Bildung und Eintrocknung bezw. teilweise Umwandlung von Mineralleim. Was bezüglich des Wasserzusatzes im vorhergehenden erörtert wurde, das bleibt auch für die Erhärtungstheorie nach v. Glasenapp bestehen. Zu erörtern bleibt noch der Einfluß von Wasser auf die Umbildung des Gels in Kristalle. Hierzu ist Wasser nicht erforderlich, es wird vielmehr hierbei Wasser abgespalten; je konzentrierter, je übersättigter die Lösung, desto schneller und zahlreicher ist die Kristallbildung; daraus ist zu schließen, daß auch in bezug auf die Umbildung des Gels in Kristalle zuviel Wasser störend und verzögernd wirkt, und so bleiben wir bei dem Schluß, daß die Festigkeitsentwicklung und auch die Dichtigkeit des Betons ungünstig beeinflußt wird, wenn dem Beton mehr Anmachwasser zugesetzt wird, als unbedingt notwendig ist, um ihn als plastischen Beton oder als gerade noch praktisch gießfähigen Gußbeton sachgemäß verarbeiten zu können. Die Erhärtungstheorie ist zurzeit noch nicht abgeschlossen; der Streit der Meinungen geht weiter. Die bisherigen Forschungsergebnisse gewähren immerhin einen lichtvollen Blick in das noch nicht vollkommen geklärte Wesen des Erhärtungsvorganges.

III. Der Zement-Kalk-Traß-Beton für die Schleusen des Rhein-Herne-Kanals.

Für die Schleusen des Rhein-Herne-Kanals ist ein Zement-Kalk Traß-Beton zur Verwendung gekommen.

1. Dichtigkeit des Zement-Kalk-Traß-Betons.

Über das Mischungsverhältnis dieses Betons, über seine Dichtigkeit, seine Druckfestigkeit, seine Haftfestigkeit an Eisen sowie über seine hervorragenden in bezug auf Elastizität ist vom Verfasser in der Zeitfür Bauwesen 1913, S. 336 u. f. eingehend berichtet werden. Auf die zugehörigen Abbildungen im Atlas dieser Zeitschrift, Blatt 37 und 38 wird besonders hiugewiesen; ergänzend ist noch folgendes zu sagen:

Wir sagen, ein Beton sei dicht, wenn erstens der Mörtel soviel Kittmasse enthält, als Hohlräume in Sand vorhanden sind und wenn zweitens soviel Mörtel im Beton vorhanden ist, daß alle Hohlräume im Kies durch den dichten Mörtel ausgefüllt werden. Die Menge der Kittmasse, vergl. untenstehende Untersuchung, ergibt sich aus der Menge der Bindemittel, und zwar liefert nach den vom Verfasser angestellten Versuchen 1 R.-T. Zement 0,48 R.-T. Kittmasse, 1 R.-T. hydraulisches Kalkpulver 0,28 und 1 R.-T. Traß 0,48 R.-T. Kittmasse; hinzu kommt noch die Menge des Anmachewassers, soweit es zur Herstellung einer kellengerechten Konsistenz des Mörtels erforderlich ist. Die Annahme, daß das ganze Anmachewasser im erhärtenden Mörtel erhalten bleibe, entspricht zwar nicht dem physikalischen und chemischen Vorgang beim Erhärten, liefert aber nach vielen Versuchen bei der Berechnung der Ausbeute Zahlenwerte, die mit der Praxis übereinstimmen.[9])

Versuche zur Bestimmung der Ausbeute von Zement, Traß und leicht-hydraulischem Kalkpulver.

1. 1 l Zement mit 1 l Wasser angerührt gibt 1,48 l Zementbrei,
   1 l „ füllt also im Zementbrei einen Raum aus von 1,48 — 1,00 = 0,48 l.

Die Ausbeute von Zement ist daher 0,48.

2. 1 l Traß mit 1 l Wasser angerührt gibt 1,48 l Traßbrei,
   1 l „ füllt also im Traßbrei einen Raum aus von 1,48 — 1,00 = 0,48 l.

Die Ausbeute von Traß ist daher 0,48.

3. 1 l leicht-hydraulisches Kalkpulver mit 1 l Wasser angerührt gibt 1,28 l Kalkbrei,
   1 l leicht-hydraulisches Kalkpulver füllt also im Kalkbrei einen Raum aus von 1,28 — 1,00 = 0,28 l.

Die Ausbeute von leicht-hydraulischem Kalkpulver ist daher 0,28.

Die Hohlräume im Sande bestimmt man am leichtesten und sichersten nach der Gleichung: Undichtigkeit $U = i - \frac{r}{s}$, wo r das Raumgewicht von 1 l fest eingerüttelten Sandes und wo $s = 2{,}65 =$ dem spezifischen Gewicht des Sandes ist. Je nachdem die Sandkörner gleichmäßig dick oder

[7]) Versuche für den Schleusenbau in Anderten, „Die Bautechnik“ 1926, Heft 14.

[8]) Vergl. v. Glasenapp: Über Kristalloide und Kolloide bei der Erhärtung mörtelartiger Stoffe. Cementverlag.

[9]) Vergl. Unna, Die Bestimmung rationeller Mörtelmischungen, Verlag Neubner, Köln.

verschiedenartig sind, kann die Zahl der Hohlräume im Sande zwischen 30% und 45% wechseln. Es ist daher bei großen Bauwerken immer ratsam, die Hohlräume des zur Verwendung kommenden Sandes festzustellen; denn bei dem dichteren Sande sind zur Erzielung des gewünschten Dichtigkeitsgrades von Mörtel und Beton weniger Bindemittel erforderlich als bei dem weniger dichten Sande. Durch die Feststellung der Hohlräume kann also eine nicht unwesentliche Ersparnis erzielt werden; wird dagegen diese Feststellung unterlassen und der Undichtigkeitsgrad unrichtig geschätzt, so könnten sich bei ausnahmsweise sehr undichtem Sande später Undichtigkeiten zum Schaden des Bauwerks zeigen. Der Quotient Kittmasse durch Hohlräume im Sande gibt den Dichtigkeitsgrad des Mörtels an. Ist dieser Quotient größer als 1, so bedeutet das, daß der Mörtel theoretisch dicht ist. Weil nun auch bei noch so sorgfältiger Herstellungsweise des Mörtels gewisse Unvollkommenheiten in dem Mischvorgang nicht zu vermeiden sind, so tut man gut, wenn man den Mörtel für die Praxis erst dann als dicht annimmt, wenn der Quotient größer als 1,70 ist. Die Versuche verschiedener Betonmischungen haben, wie weiter unten beschrieben, ergeben, daß dieser Dichtigkeitsgrad mindestens vorhanden sein muß, wenn der Beton als dicht anzusprechen ist. Rechnet man, sofern es sich um die Bruchfestigkeit handelt, wie üblich mit der fünf- bis zehnfachen Sicherheit, dann sollte man, nachdem soviel schlechte Erfahrungen mit undichtem Beton gemacht worden sind, es in besonderen Fällen an der notwendigen Vorsicht, den Dichtigkeitsgrad reichlich hoch zu nehmen, nicht fehlen lassen; solche Fälle liegen z. B. vor, wenn das Betonmauerwerk größeren Wasserdruck aufzunehmen hat oder wenn es mit gefahrvollen Grund- oder Tagewässern in Berührung kommt.

Eine Mörteldichte von 1,75 bis 2,5 wird in solchen Fällen genügende Sicherheit bieten. Es ist z. B. von Hambloch durch Versuche festgestellt worden, daß ein Kalk-Traß-Mörtel: 1 R.-T. Fettkalk, $1^1/_2$ R.-T. Traß und 2,25 R.-T. Sand, einen Wasserdruck von 2,5 at aushalten konnte, ohne daß die Probeplatten Wasser durchließen; dieser Mörtel hat eine Dichtigkeit von $d = 2{,}17$.[10])

Hat man die Menge der Bindemittel und den Sandzusatz so bemessen, daß ein dichter Mörtel entsteht, so ist die Größe des Kieszuschlages so zu wählen, daß der Quotient Mörtelmenge durch Hohlräume im Kies größer als 1 ist. Mit Rücksicht auf die Neigung des Betons, sich beim Abkippen zu entmischen, empfiehlt es sich auch hier, die Betondichte Bd nicht kleiner als 1,70 zu wählen, was ebenfalls durch die obenerwähnten Versuche des Verfassers bestätigt wird.

Hinsichtlich der Bestimmung der Hohlräume im Kies gilt sinngemäß das gleiche, was oben in bezug auf die Hohlräume im Sand gesagt wurde. Man findet Kiese mit nur 35% und solche mit 50% Hohlräume; bei den letzteren würde z. B. bei Anwendung des Zement-Kalk-Traß-Betons, wie er für die Schleusen des Rhein-Herne-Kanals verwendet worden ist, 45% Mörtel mehr erforderlich sein als bei den ersteren, um den gleichen Betondichtigkeitsgrad 1,76 zu erzielen.

Um da, wo es darauf ankommt, mit Sicherheit einen gleichmäßig dichten Mörtel und einen gleichmäßig dichten Beton herzustellen, trennt man zweckmäßig den gewachsenen Kiessand in Sand und Kies und gibt bei der Mörtel- bezw. Betonbereitung die beiden Zuschlagstoffe getrennt im richtigen Mengenverhältnis auf. Man läuft dann keine Gefahr, einerseits Mörtel zu verschwenden und anderseits wegen Mangels an Mörtel einen undichten Beton herzustellen.

Die Dichtigkeit des Betons spielt im Wasserbau eine ganz besondere Rolle; sie ist für den Bestand der Wasserbauten von ausschlaggebender Bedeutung. Man darf sehr wohl behaupten, daß die Lebensdauer eines im Wasser stehenden Betonbauwerks von der Dichtigkeit des Betons in hohem Grade abhängig ist. Das kann zur Beachtung in der Praxis nicht stark genug unterstrichen werden. Sofern nämlich die im Wassser enthaltenen, auf die Zerstörung des Betons hinwirkenden Bestandteile (aggressive Kohlensäure, Humussäure, Schwefelsäure u. a. m.) nicht in den Betonkörper eindringen können, vermögen sie diesem nichts anzuhaben; finden aber diese im Wasser gelösten Stoffe durch die Poren des Betons Zugang zu dessen Innerem, so beginnt der Zerstörungsvorgang und damit auch der Verfall des Bauwerks. Nach den Erfahrungen hat sich die Verwendung eines undichten Betons schon des öfteren bitter gerächt,

Betonmischungen, die an Anfangsfestigkeit nichts zu wünschen übrig ließen, sind mürbe geworden, weil sie nicht genügend dicht waren. Der Verfasser hat Gelegenheit gehabt, diese Tatsachen an einer Kaimauer in einem Hafen des Rhein-Herne-Kanals festzustellen, die aus Zement-Traß-Beton im Mischungsverhältnis 1 Zement : 0,5 Traß : 8 Kiessand hergestellt war.

Die aggressive Kohlensäure, die sich u. a. bildet, wenn das Grundwasser kohlensaures Eisen enthält und mit der Luft in Berührung kommt, die aber auch in den reinsten, fließenden Wässern in gefahrvoller Menge vorhanden sein kann, löst den freien Kalk im Mörtel und bildet daraus doppeltkohlensauren Kalk,[11]) wodurch das Gefüge des Betons gelockert werden kann.

Schwefelsäure bildet namentlich bei stärkerem Aluminiumoxydgehalt im Mörtel mit Kalk und Tonerde Calciumsulfoaluminat,[12]) das unter beträchtlicher Volumenvermehrung beim Kristallisieren bedeutende Mengen Wasser aufnimmt und Treiberscheinungen hervorruft. Die unheilvollen Zerstörungen von Betonbauwerken im Moorwasser werden darauf zurückgeführt, daß der in vielen Mooren enthaltene Schwefel durch den Einfluß der Luft allmählich zu Schwefelsäure oxydiert. Die Schwefelsäure setzt sich mit dem Kalkgehalt im Mörtel unter Volumenvermehrung in Gips = Kalziumsulfat[13]) um und verursacht so Treiben des Betons und damit den Zerfall des Bauwerks. Im Meerwasser sind es namentlich Natriumsulfat- und Magnesiumsulfaslösungen,[13]) die zur Bildung von Kalziumsulfat Veranlassung geben und somit die gefährlichsten Treiberscheinungen hervorrufen. Im Wasserbau sollte man daher überall da, wo das Bauwerk im Grundwasser steht oder mit Meer-, Moor- oder Grubenwasser in Berührung kommt, kurz mit allen Wässern, die eine Sulfatbildung im Mörtel hervorrufen können, auf die Dichtigkeit des Betons den größten Wert legen und nur solche Betonmischungen verwenden, von deren Dichtigkeit man sich theoretisch und praktisch überzeugt hat.[14])

Man soll auch nicht glauben, daß durch eine Putzschicht mit Goudronanstrich der Zerstörungsvorgang verhütet wird. Der Putz wird meist in einem fetten Mörtel hergestellt; fette Mörtel aber neigen zu Schwindrissen. Bei der obenerwähnten Besichtigung der Betonzerstörung durch angreifende Grundwässer konnte festgestellt werden, daß die Kaimauer des Hafens eine Putzschicht und einen Goudronanstrich erhalten hatte. Der Kern muß also dicht sein, wenn man vor dem Zerfall des Bauwerks sicher sein will.

Es sei hier vorweg darauf hingewiesen, daß die Zementbetonmischungen 1 R.-T. Zement, 4 R.-T. Sand und 8 R.-T. Kies, ferner die Mischungen 1 : 3 : 6 und auch 1 : 2,5 : 5, sodann die Zement-Traß-Betonmischungen 1 : 0,5 : 4 : 8, ferner 1 : 0,75 : 4 : 8 und 1 : 0,5 : 3,5 : 7 als Stampfbeton praktisch nicht als zuverlässig dicht angesprochen werden dürfen und der Zerstörung anheimfallen müssen, wenn sie dauernd mit Wasser in Berührung kommen, das die genannten schädlichen Bestandteile enthält.

Für den Wasserbauer sollte daher der Satz gelten:

„Dichtigkeit geht über Festigkeit".

Was nun die Dichtigkeit des Zement-Kalk-Traß-Betons im Mischungsverhältnis 1 : 1,25 : 2 : 6,75 : 13,5, wie er für die Schleusen des Rhein-Herne-Kanals verwendet worden ist, anbelangt, so bildete sich infolge der verhältnismäßig großen Menge der bis zur Staubfeinheit gemahlenen Bindemittel bei der Mörtelbereitung Kittmasse genug, um alle Hohlräume des Sandes auszufüllen, so daß ein dichter Mörtel entstand. Auch der Kieszusatz war so bemessen, daß alle Hohlräume in ihm mit dem vorhandenen dichten Mörtel ausgefüllt wurden. Daß dieser Zement-Kalk-Traß-Beton dicht ist, ergibt sich aus folgender Berechnung:

Raumteile	Ausbeute	Kittmasse	Hohlräume im Sande	Mörteldichte
1,00 Zement . . .	1,00 · 0,48 = 0,48	0,48	—	—
1,25 Kalkpulver .	1,25 · 0,28 = 0,35	0,35	—	—
2,00 Traß	2,00 · 0,48 = 0,96	0,96	—	—
6,75 Sand	6,75 · 0,67 = 4,52	—	6,75 · 0,33	3,79
				2,22
2,00 Wasser . . .	2,00	2,00	—	—
	8,31	3,79	2,22	1,707

Es ist also 1,7mal soviel Kittmasse in dem Mörtel, als Hohlräume im Sande sind. In den zugehörigen 13,5 l Kies sind 13,5 · (1 — 0,65) = 4,72 l

[10]) Vergl. Hambloch, Der rheinische Traß; im Selbstverlag des Verfassers.

[11]) Nach Dr. H. Bach, Oberchemiker bei der Emschergenossenschaft.

[12]) Vergl. Passow, Hochofenzement; ferner den Aufsatz: „Der Bau des Abwasserkanales in Osnabrück und die an demselben beobachteten Zerstörungserscheinungen durch die Einwirkung des schwefelsauren Moor- bezw. Grundwasser" in der Deutschen Bauzeitung 1908, Nr. 68, 69, 74 und 76, ferner die Veröffentlichung des Stadtbaurats Henneking im Zentralblatt der Bauverwaltung 1922, Nr. 24 und 25, betr. die Sternbrücke in Magdeburg.

[13]) Vergl. Passow, Hochofenzement.

[14]) Weil im vorstehenden von Betonzerstörungen die Rede gewesen ist, möchte ich hier kurz einschalten, daß in neuerer Zeit Bindemittel auf dem Markt erschienen sind, die in bedenklich großen Mengen Bestandteile enthalten, die durch aggressive Wässer, besonders durch Humussäure gelöst werden, dabei zu Schwefelsäure oxydieren und der zerstörenden Bildung von Gips Vorschub leisten. Hier ist es daher am Platze, auf solche gefährlichen Bindemittel, zu denen nach Dr. Herfeld eine Abart von Hochofenzement gehört, warnend hinzuweisen und zu raten, nur mit den bewährten Bindemitteln, deren Zusammensetzung einwandfrei feststeht, Beton herzustellen.

Hohlräume. Die Dichtigkeit des Betons wird daher ausgedrückt durch den Bruch 8,31 : 4,72 = 1,76, d. h. es ist rd. 1,76 mal soviel Mörtel im Beton vorhanden, als Hohlräume im Kies sind.

Um die Probe auf diese Berechnung zu machen, wurde ein 2,50 m hoher Kasten hergestellt, dessen 50 cm dicken Wände aus vier verschiedenen Betonmischungen gestampft waren. Eine dieser Wände hatte das Mischungsverhältnis 1 : 1,25 : 2 : 6,75 : 13,5. Es zeigte sich deutlich, daß dieser Beton von den vieren derjenige war, der als dicht anzusehen war; diese Betonwand ließ so gut wie gar kein Wasser durch, während durch die drei andern Wände meßbare Wassermengen hindurchgingen. Die Bestätigung über die Dichtigkeit dieses Zement-Kalk-Traß-Betons lieferten dann später auch die Schleusen des Rhein-Herne-Kanals nach der Inbetriebnahme. Die Kammerwände ließen zwar anfangs hier und da etwas Wasser durch; diese geringe Durchsickerung hörte jedoch bald ganz auf. Besonders deutlich erkennt man die Dichtigkeit des Betons an der Stirnseite der Unterhäupter, hinter der die Kammer für die Schiebetore liegt; ebenso erwiesen sich die Kammermauern der Nordschleuse VII als vollkommen dicht, als diese Schleuse für einige Wochen außer Betrieb gesetzt wurde. Das Gefälle an dieser Schleuse beträgt 6 m. Trotzdem hinter der Kammermauer das Grundwasser in Höhe des Oberwassers stand, wurden die Innenflächen der Schleusenkammern vollkommen trocken und blieben so vier Wochen lang. Beachtenswert ist hierbei der Umstand, daß die Schleusenmauern auf der Rückseite weder einen Glattstrich noch eine Putzschicht, noch einen Anstrich mit Goudron oder dergleichen erhalten haben.

Hier zeigt sich, daß das sachgemäß hergestellte Betonmauerwerk, trotz des dahinter wirkenden beträchtlichen Wasserdruckes (zeitweise mehr als 6 m), dicht ist; das hat wohl seinen Grund in der sämigen Beschaffenheit des Betons beim Einbringen und Einstampfen. Diese vorzügliche Plastizität des Betons ist auf die reichliche Menge von hydraulischem Kalk und von Traß zurückzuführen. Auf Grund dieser Ergebnisse darf man behaupten, daß der bei den Schleusen des Rhein-Herne-Kanals durchgeführte Versuch, einen wasserundurchlässigen Beton herzustellen, gelungen ist.

IV. Ableitung neuer, richtig zusammengesetzter Mischungen für Zement-Kalk-Traß-Beton.

1. Ableitung der Mischungsverhältnisse der Gruppe A.

Der Zement-Kalk-Traß-Beton, der für den Bau der Schleusen des Rhein-Herne-Kanals verwendet worden ist, wurde durch Mischung des Kalk-Traß-Betons 1 : 1,25 : 2,2 : 4,4 und des Zement-Traß-Betons 1 : 0,5 : 4 : 8 hergestellt, und zwar in der Weise, daß ungefähr gleiche Mengen der Mörtel der beiden Betonarten genommen wurden, und daß diesem Gemenge doppelt soviel Kies zugesetzt wurde, wie Sand in demselben enthalten war. Sowohl der Zement-Traß-Beton 1 : 0,5 : 4 : 8 wie auch der Kalk-Traß-Beton 1 : 1,25 : 2,2 : 4,4 waren je für sich so zusammengesetzt, daß in jeder dieser beiden Betonarten die Bindemittel im richtigen Mengenverhältnis zueinander vorhanden waren. Es entsteht zwar ein anderes, jedoch auch richtig zusammengesetztes Mischungsverhältnis für Zement-Kalk-Traß-Beton, wenn man nicht gleiche Mengen der beiden Mörtel miteinander mischt, sondern verschiedene Mengen von jedem Mörtel nimmt und wieder doppelt soviel Kies dem Mörtelgemisch zuschlägt, als Sand in dem Mörtelgemisch enthalten ist: Bezeichnet man den Kalk-Traß-Mörtel 1 : 1,25 : 2,2 mit a, den Zement-Traß-Mörtel 1 : 0,5 : 4 mit b, und nimmt man

7,9 l von Mörtel a, enthaltend 2,5 l Kalk, 3,00 l Traß, 5,50 l Sand,
4,4 l „ „ b, „ 1,0 l Zement, 0,50 l Traß, 4,00 l Sand,

so erhält man:

12,3 l von Mörtel $a + b$, enthaltend 1 l Zement, 2,5 l Kalk, 3,50 l Traß, 9,50 l Sand, und dementsprechend würde der Zement-Kalk-Traß-Beton das Mischungsverhältnis 1 : 2,5 : 3,5 : 9,5 : 19 haben.

Es entsteht ebenfalls ein Beton von richtiger Zusammensetzung, wenn man an Stelle des Zement-Traß-Betons 1 : 0,5 : 4 : 8 einen solchen im Mischungsverhältnis 1 : 0,5 : 3 : 6 nimmt und diesen mit dem Kalk-Traß-Beton 1 : 1,25 : 2,2 : 4,4 mischt. Im folgenden wollen wir uns aus diesen beiden Betonarten noch verschiedene andere Mischungsverhältnisse für Zement-Kalk-Traß-Beton ableiten.

Nennen wir den Kalk-Traß-Mörtel 1 : 1,25 : 2,2 wieder a, den Zement-Traß-Mörtel 1 : 0,5 : 3 bezeichnen wir mit c und nehmen 2,5 · 3,15 = 7,9 l von a und 3,54 l von c. Die Zahl 3,15 l ist die Mörtelmenge, die man erhält, wenn man 1 l hydraulisches Kalkpulver + 1,25 l Traß + 2,2 l Sand mit 0,8 l Wasser vermengt, vergl. die Berechnung auf S. 579, Spalte Mörtelmenge. In 7,9 l = 2,5 × 3,15 l sind demnach 2,5 l hydraulisches Kalkpulver + 2,5 × 1,25 = 3,0 l Traß + 2,5 × 2,2 = 5,5 l Sand. 3,54 l ist die Mörtelmenge, die man erhält, wenn man 1 l Zement + 0,5 l Traß + 3 l Sand mit 0,81 l Wasser vermengt, vergl. hierzu die Berechnung auf S. 578, Spalte Mörtelmenge. 7,9 l Mörtel von a + 3,54 l Mörtel von c ergeben 11,44 l Mörtel aus $a + c$, und darin sind enthalten 1 l Zement, 2,5 hydraulisches Kalkpulver, 3,0 + 0,5 = 3,5 l Traß u. 5,5 + 3 = 8,5 l Sand. Dieser Mörtel erhält einen Kieszuschlag von 2 × 8,5 = 17,00 l. Das Mischungsverhältnis dieses Zement-Kalk-Traß-Betons lautet 1 : 2,5 : 3,5 : 8,5 : 17.

In der nachstehenden Zusammenstellung sind in ähnlicher Weise weitere Mischungsverhältnisse abgeleitet. Die Zahl 4,43 ist entstanden aus 1,25 · 3,54; 4,7 ist 1,5 · 3,15; 8,86 = 2,5 · 3,54 und 10,62 = 3 · 3,54. Die Grundzahlen 3,54 und 3,15 sind oben erörtert und auf S. 578 u. 579 nachgewiesen.

1. 7,90[15]) l von a, enthaltend 2,5 l Kalk 3,0 l Traß 5,5 l Sand
3,54 l „ c, „ 1 l Zement 0,5 l „ 3,0 l „
ergibt

11,44 l von $a+c$, enthaltend 1 l Zement 2,5 l Kalk 3,5 l Traß 8,5 l Sand, der Zement-Kalk-Traß-Beton würde somit das Mischungsverhältnis erhalten:
1 : 2,5 : 3,5 : 8,5 : 17,00.

2. 7,90 l von a, enthaltend 2,5 l Kalk 3,00 l Traß 5,50 l Sand
4,43[15]) l „ c, „ 1,25 l Zement 0,63 l „ 3,75 l „
ergibt

12,33 l von $a+c$, enthaltend 1,25 l Zement 2,5 l Kalk 3,63 l Traß 9,26 l Sand. Auf Zement als Einheit bezogen, lautet somit das Mischungsverhältnis:
1 : 2 : 3 : 7,5 : 15,00.

3. 4,70 l von a, enthaltend 1,5 l Kalk 1,88 l Traß 3,30 l Sand
3,54[15]) l „ c, „ 1 l Zement 0,50 l „ 3,00 l „
ergibt

8,24 l von $a+c$, enthaltend 1 l Zement 1,5 l Kalk 2,38 l Traß 6,30 l Sand.
Mischungsverhältnis: 1 : 1,5 : 2,4 : 6,3 : 12,60.

4. 7,90 l von a, enthaltend 2,5 l Kalk 3,00 l Traß 5,50 l Sand
8,86[15]) l „ c, „ 2,5 l Zement 1,25 l „ 7,47 l „
ergibt

16,76 l von $a+c$, enthaltend 2,5 l Zement 2,5 l Kalk 4,25 l Traß 12,97 l Sand. Auf Zement als Einheit bezogen, lautet alsdann das Mischungsverhältnis:
1 : 1 : 1,7 : 5,2 : 10,40.

5. 4,70 l von a, enthaltend 1,5 l Kalk 1,88 l Traß 3,30 l Sand
10,62[15]) l „ c, „ 3 l Zement 1,50 l „ 9,02 l „
ergibt

15,32 l von $a+c$, enthaltend 3 l Zement 1,5 l Kalk 3,38 l Traß 12,32 l Sand
Auf Zement als Einheit bezogen, lautet das Mischungsverhältnis:
1 : 0,5 : 1,13 : 4,1 : 8,20.

In den abgeleiteten Mischungen für Zement-Kalk-Traß-Beton sind die Bindemittel so zueinander abgestimmt, daß keines von ihnen im Überschuß vorhanden ist, d. h. der Beton hat in jedem dieser Fälle die wirtschaftlich richtige Zusammensetzung, denn die Grundmörtel, aus denen diese Betonmischungen zusammengesetzt sind, sind nachgewiesenermaßen mörteltechnisch richtig zusammengesetzt; dasselbe gilt deshalb auch für die verschiedenen Mischungen, die aus den beiden Grundmörteln zusammengesetzt sind.

Zement, Kalk und Traß sind in solcher Menge in diesen Betonmischungen enthalten, daß weder ein Überschuß noch ein Mangel an einem der drei Bindemittel vorhanden ist; sie sind der Menge nach in dem unbedingt notwendigen und daher in dem wirtschaftlich richtigen Mischungsverhältnis in den verschiedenen Betonmischungen enthalten.

Die fünf Mischungen unterscheiden sich durch den verschiedenen Anteil des stärkeren Zement-Traß-Mörtels und des milderen Kalk-Traß-Mörtels und werden dementsprechend auch verschiedene Festigkeiten und verschiedenen Erhärtungsfortschritt haben.

Während sich die ersten beiden Mischungen in bezug auf den Erhärtungsfortschritt ähnlich wie der Kalk-Traß-Beton 1 : 1,25 : 2,2 : 4,4 verhalten, werden die beiden letzteren Mischungen sich mehr der Festigkeit des Zement-Traß-Betons 1 : 0,5 : 3 : 6 annähern.

Für die ermittelten Zement-Kalk-Traß-Betonmischungen sind die Mörteldichte, die Betondichte und der Betonpreis rechnerisch ermittelt worden; ferner der Preis für die Einheit der Mörteldichte und für die Einheit der Betondichte. Diese Verhältniszahlen, einerseits Mörtelpreis durch Mörteldichte, anderseits Betonpreis durch Betondichte, geben vergleichshalber an, zu welchem Preise die erzielte Dichtigkeit erkauft worden ist; vergl. die Berechnungen auf S. 575. Je niedriger sich diese Verhältniszahl für eine Mischung herausstellt, desto günstiger ist diese hinsichtlich der Dichtigkeit zu beurteilen; die niedrigere Verhältniszahl besagt, daß die Dichtigkeit zu einem verhältnismäßig billigen Preise erkauft ist. Bei dieser Beurteilung kommt es zunächst auf die Mörteldichte und den Preis für die Einheit der Mörteldichte an, weil von der Betondichte keine Rede sein kann, wenn der Mörtel nicht dicht ist; mit anderen Worten, es kann noch soviel Mörtel im Beton zur Ausfüllung der Hohlräume im Kies vorhanden sein, der Beton ist trotzdem undicht, wenn nicht durch genügenden Zusatz von Bindemitteln dafür gesorgt ist, daß alle Hohlräume im Sande durch Kittmassen ausgefüllt sind.

Die Ergebnisse der Berechnung des Betonpreises, der Mörtel- und Betondichte und der zugehörigen Verhältniszahlen sind in der nachfolgenden

[15]) Nähere Erläuterungen s. oben.

Gruppe A. Tafel I.

Betonpreis, Mörteldichte, Betondichte und Materialverbrauch für verschiedene Mischungsverhältnisse von Zement-Kalk-Traß-Beton der Gruppe A.

Materialien in Raumteilen					Mörtelpreis	Mörteldichte Md.	Preis für die Einheit von Md.	Betonpreis	Betondichte Bd.	Preis für die Einheit von Bd.	Materialverbrauch in Liter für 1 m³ Zement-Kalk-Traß-Beton					Mörtelmenge durch Kiesmenge
Z.	Kp.	T.	S.	K.	R.-M.		R.-M.	R.-M.		R.-M.	Zement	hydr. Kalkp.	Traß	Sand	Kies	
1	2,5	3,5	8,5	17,0	25,11	2,01	12,49	19,17	1,90	10,08	44,6	111,5	156,1	379,1	758,2	0,67
1	2	3	7,5	15,0	25,45	1,99	12,79	19,45	1,89	10,29	50,8	101,6	152,4	381,0	762,0	0,66
1	1,5	2,4	6,3	12,6	26,13	1,96	13,33	19,63	1,87	10,49	60,8	91,2	145,9	383,0	766,0	0,65
1	1,25	2	6,75	13,5	24,82	1,70	14,62	18,80	1,76	10,68	58,6	73,12	117,0	394,8	789,6	0,61
1	1	1,75	5,2	10,4	26,82	1,87	14,35	19,89	1,83	10,86	74,3	74,3	130,0	386,3	772,6	0,64
1	0,5	1,13	4,1	8,2	28,02	1,75	16,02	20,40	1,77	11,51	95,5	47,7	107,9	391,5	783,0	0,62

Zusammenstellung enthalten; der Materialverbrauch für jede einzelne Mischung ist auch zum Vergleich in diese Aufstellung mitaufgenommen worden. Der Berechnung zugrunde gelegt wurde, daß 1 m³ Zement 63 R.-M., 1 m³ hydraulisches Kalkpulver 18 R.-M., 1 m³ Traß 25 R.-M., 1 m³ Sand 10,50 R.-M. und 1 m³ Kies 8,50 R.-M. kosten. Die Ausbeute für Zement beträgt nach den Versuchen 0,48, die für Kalkpulver 0,28, für Traß 0,48, für Sand 0,67 und für Kies 0,65.

2. Zusammenstellung und Beurteilung der Gruppe A.

Aus der Zusammenstellung (Tafel I) kann nachstehendes gefolgert werden: Die sechs Mischungen sind alle dicht, insbesondere die ersten drei; denn die Mörteldichte ist durchweg größer als 1,70. Die Dichtigkeit wird verhältnismäßig billig erkauft; das gilt wiederum insbesondere von den ersten drei Mischungen. Der Beton 1 : 1,25 : 2 : 6,75 : 13,5 ist der billigste bei ausreichender Dichte. Da er eine Festigkeit 200 kg/cm² nach einem Jahr erreicht, die erwiesenermaßen stetig zunimmt, weil ferner seine Dichtigkeit sich als ausreichend erwiesen hat (Schleusen des Rhein-Herne-Kanals), kann dieser Beton für ähnliche Fälle bestens empfohlen werden. Von den ersten drei Mischungen wäre Gebrauch zu machen, wenn eine besonders hohe Dichtigkeit verlangt wird und wenn der Baufortschritt, ohne eine Behinderung zu erleiden, eine lange Erhärtungsdauer zuläßt. Die beiden letzten Mischungen wären da zu empfehlen, wo neben einer guten Dichtigkeit eine schnellere Erhärtung vom Beton verlangt wird. Durch den höheren Gehalt an Zement-Traß-Mörtel 1 : 0,5 : 3 bezw. durch den höheren Zementverbrauch (74,3 bezw. 95,5 l je m³ Beton gegenüber 58,5 l) wird die größere Anfangsfestigkeit gegenüber dem Beton 1 : 1,25 : 2 : 6,75 : 13,5 mit Sicherheit erreicht.

3. Ableitung der neuen Mischungsverhältnisse der Gruppe B.

In den bisher ermittelten Mischungen für Zement-Kalk-Traß-Beton ist ein Kalk-Traß-Mörtel im Mischungsverhältnis 1 R.-T. hydraulisches Kalkpulver zu 1,25 R.-T. Traß zu 2,2 R.-T. Sand zugrunde gelegt. Die Sandmenge 2,2 R.-T. entspricht den Versuchen, die seinerzeit auf Anordnung von Intze zur Ermittlung des wirtschaftlich besten Kalk-Traß-Mörtels für Talsperrenbauten ausgeführt worden sind. Aus deren Ergebnis war zu folgern, daß der Mörtel aus 1 R.-T. Kalkbrei, 1½ R.-T. Traß und 1 R.-T. Rheinsand an Festigkeit zunahm, wenn der Sandzusatz bis auf 2,2 R.-T. gesteigert wurde, ohne daß dadurch die Dichtigkeit gegen hohen Druck nachließ.[16]) Nun kann das hydraulische Kalkpulver nicht genau soviel Sand meistern wie der Fettkalk. Es ist daher anzunehmen, daß die höchste Festigkeit bei Verwendung von hydraulischem Kalkpulver dann erreicht wird, wenn man den Sandzusatz entsprechend geringer als 2,2 R.-T. wählt. Aus den Versuchen, die Dr. Gerhard Herfeld in Andernach mit Kalkpulver, Traß und Sand ausführte, geht hervor, daß die höchsten Festigkeiten sowie die günstigsten Ergebnisse für den Fortschritt der Erhärtung des Kalk-Traß-Mörtels dann erzielt werden, wenn 1,25 R.-T. Kalkpulver, 1½ R.-T. Traß und 2 R.-T. Sand oder, auf Kalk als Einheit bezogen, wenn 1 R.-T. Kalkpulver, 1,2 R.-T. Traß und 1,6 R.-T. Sand zur Mörtelbereitung verwendet werden.[17])

Nutzt man nun diese Erfahrung noch aus und wählt als Zement-Traß-Mörtel die Mischung 1 R.-T. Zement, 0,75 R.-T. Traß und 3 R.-T. Sand und mischt diese beiden Mörtel in den Verhältnissen zueinander, wie sie im folgenden näher begründet werden, und setzt wiederum doppelt soviel Kies zu, wie in beiden Mörteln Sand enthalten ist, so wird ein Zement-Kalk-Traß-Beton entstehen, der, was Dichtigkeit und Festigkeit anbelangt, das Beste darstellt, was erreicht werden kann. Freilich wird dieser Beton etwas teurer sein als die vorher ermittelten Mischungen, dafür wird er auch um so viel besser sein.

[16]) Vergl. Hambloch, der rheinische Traß, S. 45. — [17]) Ebenda S. 28.

Es soll eine weitere Gruppe B von fünf Zement-Kalk-Traß-Beton-Mischungen aus diesen beiden Mörteln abgeleitet werden, und zwar sollen die einzelnen Mischungsverhältnisse so zueinander abgestuft werden, daß der Kalkgehalt von 2,5 R.-T. auf 2,00, 1,50, 1,00 bis auf 0,5 R.-T. abnimmt; der Gehalt an Zement, der in allen Mischungen mit 1 R.-T. angesetzt wird, steigt alsdann relativ. Es erscheinen in dieser Ableitung die Zahlen 2,64 l und 3,70 l; es wird hierzu auf die Berechnung des Betonpreises, der Mörteldichte und der Betondichte, Spalte Mörtelmenge, S. 579 verwiesen. Wenn in diesen Mischungsverhältnissen ungewöhnliche Zahlen wie 3,88 R.-T. erscheinen, so ist das für die Praxis ohne Belang, weil man bei großen Baustellen dazu übergegangen ist, die Bindemittel selbsttätig nach umgerechnetem Gewicht mittels einer ein für allemal eingestellten Wage zuzusetzen; die Zuschläge Sand und Kies werden nach geeichten Loren gemessen.

Den Zement-Traß-Mörtel 1 : 0,75 : 3 : 6,0 bezeichnen wir mit x und den Kalk-Traß-Mörtel 1 : 1,25 : 1,6 mit y. Es sind enthalten:

		Zement	Kalkpulver	Traß	Sand
1.	in 2,5 · 2,64 = 6,60 l des Mörtels y		2,5 l	3,13 l	4,0 l
	„ 3,70 l „ „ x	1 l		0,75 l	3,0 l
	in 10,30 l des Mörtels $(x + y)$	1 l	2,5 l	3,88 l	7,0 l

Das Mischungsverhältnis für den Zement-Kalk-Traß-Beton lautet dann:

1 : 2,5 : 3,88 : 7 : 14,00;

		Zement	Kalkpulver	Traß	Sand
2.	in 2,0 · 2,64 = 5,28 l des Mörtels y		2,0 l	2,50 l	3,2 l
	„ 3,70 l „ „ x	1 l		0,75 l	3,0 l
	in 8,98 l des Mörtels $(x + y)$	1 l	2,0 l	3,25 l	6,2 l

Mischungsverhältnis: 1 : 2,0 : 3,25 : 6,2 : 12,40;

		Zement	Kalkpulver	Traß	Sand
3.	in 1,5 · 2,64 = 3,96 l des Mörtels y		1,5 l	1,88 l	2,4 l
	„ 3,70 l „ „ x	1 l		0,75 l	3,0 l
	in 7,66 l des Mörtels $(x + y)$	1 l	1,5 l	2,63 l	5,4 l

Mischungsverhältnis: 1 : 1,5 : 2,63 : 5,4 : 10,80;

		Zement	Kalkpulver	Traß	Sand
4.	in 1,0 · 2,64 = 2,64 l des Mörtels y		1,0 l	1,25 l	1,6 l
	„ 3,70 l „ „ x	1 l		0,75 l	3,0 l
	in 6,34 l des Mörtels $(x + y)$	1 l	1,0 l	2,00 l	4,6 l

Mischungsverhältnis: 1 : 1 : 2 : 4,6 : 9,2;

		Zement	Kalkpulver	Traß	Sand
5.	in 0,5 · 2,64 = 1,32 l des Mörtels y		0,5 l	0,63 l	0,8 l
	„ 3,70 l „ „ x	1 l		0,75 l	3,0 l
	in 5,02 l des Mörtels $(x + y)$	1 l	0,5 l	1,38 l	3,8 l

Mischungsverhältnis: 1 : 0,5 : 1,38 : 3,8 : 7,60.

4. Zusammenstellung und Beurteilung der Gruppe B.

Die Mischungen dieser Gruppe B (Tafel II, S. 572) sind durchweg etwas dichter als diejenigen der vorherigen Gruppe A. Die Mörteldichte liegt zwischen Md. = 1,98 und Md. = 2,43. Sie enthalten im Vergleich zur Gruppe A etwas mehr Zement und Traß, ferner etwas weniger Sand und Kies. Dementsprechend wird auch die Festigkeit eine etwas höhere sein und die Erhärtung etwas schneller voranschreiten. Diese Mischungen dürften daher dort Verwendung finden, wo die entsprechenden Festigkeiten der Gruppe A nicht ausreichen und wo bezüglich der Dichtigkeit an den Beton ganz besonders hohe Anforderungen gestellt werden, z. B. bei verhältnismäßig dünnwandigen Wasserbehältern, ferner bei Wasserspeichern (Sparbecken für Schleusen).

Der größere Gehalt an Traß macht diese Betonmischungen gegen angreifende Wässer widerstandsfähiger; es empfiehlt sich daher, von diesen Mischungen außer in den vorgenannten Fällen auch bei den See-Wasserbauten Gebrauch zu machen.

Gruppe B. Tafel II. Betonpreis, Mörteldichte und Betondichte der Zement-Kalk-Traß-Betonmischungen der Gruppe B.

Materialien in Raumteilen					Mörtel-preis	Mörtel-dichte	Preis für die Einheit von	Beton-preis	Beton-dichte	Preis für die Einheit von	Materialverbrauch in Liter für 1 m³ Zement-Kalk-Traß-Beton					Mörtelmenge durch Kiesmenge
Z.	Kp.	T.	S.	K.	R.-M.	Md.	Md. R.-M.	R.-M.	Bd.	Bd. R.-M.	Zement	hydr. Kalkp.	Traß	Sand	Kies	
1	2,5	3,88	7,0	14,0	26,98	2,43	11,10	20,42	2,10	9,72	51,4	128,5	195,3	359,8	719,6	0,73
1	2	3,25	6,2	12,4	27,23	2,37	11,55	20,55	2,02	9,94	58,6	117,2	190,4	363,3	726,6	0,72
1	1,5	2,63	5,4	10,8	27,83	2,28	12,22	20,72	2,02	10,25	68,0	102,0	178,8	377,2	754,4	0,71
1	1	2,0	4,6	9,2	28,25	2,15	13,15	20,85	1,97	10,58	81,1	81,1	162,2	373,0	746,0	0,69
1	0,5	1,38	3,8	7,6	29,14	1,98	14,71	21,18	1,88	11,25	100,4	50,2	138,3	381,5	763,0	0,66

V. Vergleich des Zement-Kalk-Traß-Betons mit Zementbeton und Zement-Traß-Beton.

Weil es zur Beurteilung des Zement-Kalk-Traß-Betons notwendig ist, ihn in Vergleich zu stellen mit den sonst üblichen Betonmischungen, sind die letzteren genau in derselben Weise auf Dichtigkeit und Preis untersucht worden; vergl. die Berechnungen auf S. 577 bis 579. Um richtige Vergleichswerte zu erhalten, sind die Werte für die Berechnung der Ausbeute, die Größe der Hohlräume im Sand und Kies sowie die Einheitspreise der Mörtelmaterialien und des Kieses in gleicher Höhe wie beim Zement-Kalk-Traß-Beton zugrunde gelegt worden. Die Ergebnisse dieser Vergleichsberechnungen sind weiter unten zusammengestellt und die Schlußfolgerungen daraus gezogen.

Was die Festigkeiten der zu vergleichenden Betonarten anbelangt, so ist im allgemeinen zu sagen, daß sowohl der reine Zementbeton wie auch der Zement-Traß-Beton dem Zement-Kalk-Traß-Beton überlegen ist, wenigstens in den ersten Jahren der Erhärtung.

Der Zement-Kalk-Traß-Beton ist eben ein langsam, aber sicher und stetig erhärtender Beton; Zementbeton und Zement-Traß-Beton haben dagegen eine höhere Anfangsfestigkeit. Es gibt aber in der Baupraxis Fälle, wo das letztere kein Vorzug ist, ja, wo gerade das Gegenteil — die möglichst langsam voranschreitende Erhärtung — gewünscht wird, und außerdem solche Fälle, wo es auf einen schnellen Erhärtungsfortschritt in den ersten Monaten garnicht ankommt.

Die Zusammenstellung (Tafel III) besagt, daß die Betonmischung 1 : 4 : 8 und auch die im allgemeinen als fett geltende Mischung 1 : 3 : 6 undicht sind, weil die Mörtel dieser Mischungen praktisch undicht sind. Selbst die Mischungen 1 : 2,5 : 5 und 1 : 2,25 : 4,5 sind da, wo es auf Dichtigkeit ankommt, nicht zu empfehlen, weil die Mörteldichten 1,35 bezw. 1,43 wegen der in der Praxis unvermeidlichen Unvollkommenheiten in der Gleichmäßigkeit des Gemenges unzureichend sind. Nicht einmal die sehr fette und sehr teure Mischung 1 : 2 : 4 ist praktisch dicht.

Die Einheit der Mörteldichte ist allenthalben sehr teuer erkauft. Diese Preise liegen für den Zementbeton zwischen 22,06 und 24,61 R.-M. gegen 14,62 R.-M.; bei Zement-Kalk-Traß-Beton liegen diese Preise zwischen 11,10 R.-M. und 14,71 R.-M. also bedeutend niedriger, s. S. 572 oben.

Was Wohlfeilheit und Dichtigkeit anbelangt, so werden die reinen Zementbetonmischungen von dem Zement-Kalk-Traß-Beton weit überholt; zum Vergleich ist die Mischung 1 : 1,25 : 2 : 6,75 : 13,5 in die Zusammenstellung Tafel III mit aufgenommen:

Vergl. Md = 1,70 gegen 1,05 bezw. 1,54
Bd = 1,76 „ 1,45 „ 1,68

Gruppe C. Tafel III.

Betonpreis, Mörteldichte, Betondichte und Materialverbrauch für verschiedene Mischungsverhältnisse von reinem Zementbeton der Gruppe C.

Materialien in Raumteilen					Mörtel-preis	Mörtel-dichte	Preis für die Einheit von	Beton-preis	Beton-dichte	Preis für die Einheit von	Materialverbrauch in Liter für 1 m³ Zementbeton					Mörtelmenge durch Kiesmenge
Z.	Kp.	T.	S.	K.	R.-M.	Md.	Md. R.-M.	R.-M.	Bd.	Bd. R.-M.	Zement	hydr. Kalkp.	Traß	Sand	Kies	
1			4	8	25,86	1,05	24,61	18,68	1,45	12,85	107,9			431,6	863,2	0,51
1			3,5	7	27,45	1,12	24,52	19,46	1,48	13,14	122,2			427,7	855,4	0,52
1			3	6	29,43	1,21	24,32	20,41	1,53	13,35	140,6			421,8	843,6	0,53
1			2,5	5	32,10	1,35	24,31	21,83	1,58	13,83	165,8			414,5	829,0	0,56
1			2,25	4,5	33,82	1,43	23,64	22,72	1,63	13,92	182,1			409,7	819,4	0,57
1			2	4	35,60	1,54	23,10	23,79	1,68	14,14	201,6			403,2	806,4	0,59
1			1,8	3,6	37,39	1,66	22,52	24,83	1,73	14,35	220,7			397,2	794,4	0,61
1			1,6	3,2	39,50	1,79	22,06	26,09	1,80	14,49	244			390,4	780,8	0,63
1	1,25	2	6,75	13,5	24,82	1,70	14,62	18,80	1,76	10,68	58,5	73,12	117	394,8	789,6	0,61

Gruppe D. Tafel IV.

Betonpreis, Mörteldichte, Betondichte und Materialverbrauch für verschiedene Mischungsverhältnisse von Zement-Traß-Beton der Gruppe D.

Materialien in Raumteilen					Mörtel-preis	Mörtel-dichte	Preis für die Einheit von	Beton-preis	Beton-dichte	Preis für die Einheit von	Materialverbrauch in Liter für 1 m³ Zement-Traß-Beton					Mörtelmenge durch Kiesmenge
Z.	Kp.	T.	Sp.	K.	R.-M.	Md.	Md. R.-M.	R.-M.	Bd.	Bd. R.-M.	Zement	hydr. Kalkp.	Traß	Sand	Kies	
1	—	0,5	4	8	26,70	1,30	20,52	19,32	1,57	12,32	104,1	—	52,0	416,4	832,8	0,55
1	—	0,75	4	8	27,19	1,42	19,13	19,68	1,58	12,45	102,5	—	76,8	410,0	820	0,57
1	—	1	4	8	27,55	1,55	17,78	19,96	1,68	11,88	100,8	—	100,8	403,2	806,4	0,58
1	—	0,5	3,5	7	28,40	1,41	20,28	20,18	1,62	12,45	117,5	—	58,7	411,2	822,5	0,56
1	—	0,75	3,5	7	28,80	1,55	18,60	20,55	1,68	12,20	115,3	—	86,4	403,55	807,1	0,58
1	—	0,5	2,5	5,0	32,79	1,76	18,61	22,68	1,77	12,82	157,2	—	78,6	393,0	786,0	0,62
1	—	0,5	3	6	30,22	1,55	19,61	21,25	1,68	12,65	134,4	—	67,2	403,2	806,4	0,59
1	—	0,6	3	6	30,31	1,62	18,84	21,36	1,72	12,40	133,1	—	79,8	399,3	798,6	0,60
1	—	0,75	3	6	30,60	1,71	17,90	21,62	1,76	12,29	131,5	—	98,6	394,5	789,0	0,61
1	—	0,5	2	4	35,87	2,04	17,58	24,65	1,92	12,85	189,0	—	94,5	378,0	756,0	0,67
1	—	0,5	1,8	3,6	37,46	2,22	16,87	25,72	2,00	12,86	205,7	—	102,8	370,2	740,4	0,70
1	—	0,5	1,6	3,2	39,27	2,41	16,29	26,97	2,09	12,90	225,7	—	112,8	361,1	722,2	0,73
1	1,25	2	6,75	13,5	24,82	1,70	14,62	18,80	1,76	10,68	58,5	73,12	117,0	394,8	789,6	0,61

und die Preise für die Einheit der Betondichte 10,68 R.-M. gegen 12,85 bezw. 14,14 R.-M. Die außerordentlich zementreichen und sehr teuren Mischungen 1 Zement : 1,8 Sand : 3,6 Kies und 1 Zement : 1,6 Sand : 3,2 Kies sind in die letzte Gegenüberstellung nicht miteinbezogen, weil sie nicht im Rahmen des Gebräuchlichen liegen.

Die Zement-Traß-Betonmischungen 1 : 0,5 : 4 : 8 und 1 : 0,75 : 4 : 8 (Tafel IV, S. 572) sind praktisch als undicht zu bezeichnen. Der starke Traßzusatz in der Mischung 1 : 1 : 4 : 8 ist nur da zu rechtfertigen, wo es sich um besondere Zwecke, etwa Verhinderung von Ausblühungen in Sichtflächen handelt. Gleiche Mörtel- und Betondichte wie bei dem bewährten Zement-Kalk-Traß-Beton 1 : 1,25 : 2 : 6,75 : 17,5 wird erst mit der Mischung 1 : 0,75 : 3 : 6 erreicht, die aber um 21,62 — 18,80 = 2,82 R.-M. je m^3 teurer ist. Der Zement-Traß-Beton 1 : 0,5 : 2 : 4 mit Md. = 2,04 ist 24,65 — 18,80 = 5,85 R.-M./m^3 teurer als der Zement-Kalk-Traß-Beton 1 : 1,25 : 2,5 : 6,75 : 13,5 mit Md. = 1,70. Die Dichtigkeit ist bei den Zement-Traß-Betonmischungen teurer erkauft; vergl. die Preise 17,90 R.-M. gegen 14,62 R.-M. bezw. 12,29 gegen 10,68 R.-M.

Wenn es sich also im besonderen um die Herstellung eines dichten Betons handelt, so kämen nur die vier letzten Mischungen dann in Frage, wenn die langsamere Erhärtung des Zement-Kalk-Traß-Betons des Baufortschrittes wegen nicht abgewartet werden kann, und wenn höhere Festigkeiten besonders in den ersten Monaten verlangt werden, die mit Zement-Kalk-Traß-Beton nicht erreicht werden.

VI. Die praktischen Erfahrungen über Zement-Kalk-Traß-Beton.

Was man von dem Zement-Kalk-Traß-Beton auf Grund der eingangs geschilderten Versuche erwartet hat, das hat er in der Praxis gehalten. Die Schleuse IV des Rhein-Herne-Kanals liefert hierfür einen schlagenden Beweis. Von den sieben Schleusen ist es nämlich diejenige, die infolge des bisher teilweisen Abbaues von zwei Kohlenflözen um 1,00 m gesunken ist. Die Absenkung ging nicht gleichmäßig vonstatten, denn das mit der Zeche vereinbarte Abbauprogramm, dessen wesentliche Bestimmung darin bestand, daß die Kohle unter den Schleusen möglichst schnell und in einem Zuge abgebaut werden sollte, erlitt durch die feindliche Besetzung des Ruhrgebietes im Jahre 1923 eine gefahrvolle, fast einjährige Unterbrechung. Die einzelnen Bauwerkteile sanken daher ungleichmäßig, und diese höchst ungünstigen Senkungen verursachten naturgemäß sehr starke, gefahrvolle Beanspruchungen im Betonmauerwerk. Trotzdem aber machten die je 200 m langen Schleppzugschleusen der Schleusengruppe IV diese unregelmäßigen Bewegungen nach unten mit und blieben dauernd betriebstüchtig; nirgendwo erlitt das aus Zement-Kalk-Traß-Beton bestehende Mauerwerk eine Bruchfuge, nicht einmal einen Haarriss.

Die Schleuse II des Rhein-Herne-Kanals steht auf dem Rande einer Senkungsmulde, die durch den Bergbau in einiger Entfernung von der Schleuse II hervorgerufen worden ist. Bekanntlich sind hier die Einwirkungen des Kohlenabbaues besonders gefährlich, weil zu den senkrechten Bewegungen auch noch wagerechte des Erdbodens und damit des Schleusenbauwerkes hinzukommen. Unter dem Einfluß dieser sehr ungünstigen Bodenbewegungen hat sich die Südschleuse II um 16 cm verlängert, indem die Trennungsfugen zwischen den einzelnen Baublöcken sich erweitert haben.

Die Südschleuse II hat diese wagerechten Bewegungen mitgemacht, ebenfalls ohne auch nur einen Riß zu bekommen; auch diese 200 m lange Schleppzugschleuse aus Zement-Kalk-Traß-Beton ist trotz der wagerechten Bewegungen des Erdbodens in den 13 Betriebsjahren betriebstüchtig geblieben.

Aus diesen Feststellungen ist zu schließen, daß der Zement-Kalk-Traß-Beton eine sehr hohe Eigenfestigkeit erlangt hat und daß die Eiseneinlagen, sowohl die Längseisen wie die Scherbügel, ihren Zweck erfüllt haben; daß also die Haftfestigkeit zwischen Zement-Kalk-Traß-Beton und Eisen die Probe auch im großen Stil vollkommen bestanden hat. Auch dürfte der Umstand, daß keinerlei Risse bei dieser Bewegung entstanden sind, Zeugnis dafür ablegen, daß der Zement-Kalk-Traß-Beton als in hohem Grade elastisch bezeichnet werden darf.

Über die Dichtigkeit des Mauerwerks, die nichts zu wünschen übrigläßt, ist bereits berichtet worden.

Gerade für große Bauwerke war dieser Beton wegen seiner Fähigkeit, länger als Zement-Traß-Beton und Zementbeton uneingebaut lagern zu können, ohne wesentlich an Güte einzubüßen, so empfehlenswert. Man stelle sich nur vor, eine wie beträchtliche Menge Beton auf einer großen Baustelle verlorengeht, wo etwa stündlich 100 m^3 verbaut werden, wenn plötzlich die Arbeit unterbrochen werden muß, sei es durch heftige Regen, sei es durch Versagen der Wasserhaltung, sei es durch Schäden an den Transportmitteln, Mischmaschinen, Gleis oder Gerüstbrücken — und selten sind solche Fälle keineswegs —, wenn da der Beton die oben erwähnte Eigenschaft nicht hat, dann sind nicht unwesentliche Materialverluste an der Tagesordnung. Wie ganz anders verhielt es sich da bei der Verwendung des Zement-Kalk-Traß-Betons. Nicht allein, daß es keine Materialverluste gab, der Beton wurde zugweise an die Verwendungsstelle gebracht und konnte zu dem Ende zugweise bereitgestellt werden, ohne zu leiden. Daß dieser Umstand den Baubetrieb vereinfacht, den Baufortgang beschleunigt und Kosten erspart, ist leicht einzusehen.

Ein Vorzug des Zement-Kalk-Traß-Betons liegt auch darin, daß er länger frisch bleibt, die Stampfschichten kommen dementsprechend frisch aufeinander und binden fester aneinander.

Und was den Preis des Zement-Kalk-Traß-Betons 1 : 1,25 : 2 : 6,75 : 13,5 je m^3 anbelangt, so geht aus den Zusammenstellungen hervor, daß seine Wohlfeilheit alle anderen brauchbaren Betonmischungen übertrifft. Was hier über die Mischung 1 : 1,25 : 2 : 6,75 : 13,5 als bewährte Schleusenbetonmischung gesagt wurde, gilt auch im allgemeinen für die anderen abgeleiteten Zement-Kalk-Traß-Betonmischungen.

Während des Baues der großen Ruhrschleuse in Duisburg wurde 1923 angeordnet, daß kein Zement-Kalk-Traß-Beton mehr verwendet werden sollte und daß die restlichen Betonmassen aus Zement-Traß-Beton herzustellen seien. Diese Anordnung war durch folgenden Umstand veranlaßt worden:

Von einem bestimmten Tage ab blieb der Zement-Kalk-Traß-Beton weich, stellenweise zeigte er eine bröckelige Beschaffenheit; an einzelnen Stellen traten auch Treiberscheinungen auf; man glaubte zunächst diesen Mißstand auf treibenden Kalk zurückführen zu müssen. Die mit außerordentlicher Genauigkeit und strenger Sachlichkeit vom Kanalbauamt Duisburg (Regierungsbaurat Kruse und Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Nattermann) angestellten eingehenden Forschungen nach der wahren Ursache führten aber zu folgendem Ergebnis: Überall da, wo der Beton weich geblieben oder zermürbt war, hatte man einen Kies verwendet, der durch kolloidartige Fremdstoffe, die zweifellos von Abwässern herrührten, sehr stark verunreinigt war. Diese Kolloide umhüllten die einzelnen Sand- und Kieskörner sowie die einzelnen Körnchen der Bindemittel derart, daß die Verkittung von Kies und Bindemitteln nicht zustande kommen konnte; eine Verfestigung der Betonmasse war daher ausgeschlossen. Mochten die Bindemittel auch noch so vorzüglich sein, nicht einer der Probekörper erhärtete, wenn zu seiner Herstellung Kies verwendet wurde, der die kolloidartigen Verunreinigungen enthielt. Sofern diese Kolloide durch einen Trockenvorgang an der Luft zerstört worden waren, ergab sich bei Verwendung von brauchbaren Bindemitteln ein guter Beton.

Es hatte sich ferner aus den Versuchen ergeben, daß zur Betonbereitung ein Zement verwendet worden war, der auf der Baustelle in Schnellbinder umgeschlagen war; bereits wenige Minuten nach dem Anmachen hatte er vollständig abgebunden.

Der Zement-Kalk-Traß-Beton, der solchen Schnellbinder enthielt, erlangte immer noch infolge der Kalk-Traß-Verbindung eine wenn auch geringere, so doch ausreichende Festigkeit, wenn nur guter Kies, also kein durch Kolloide verunreinigter Kies, zu seiner Herstellung verwendet worden war. Selbst wenn der Kalk nicht einwandfrei war, d. h. wenn der Probekuchen aus Kalk und Sand durch Treibwirkung zerfiel, erreichte doch der Kalk-Traß-Beton eine genügende Festigkeit; niemals aber hatte er Treibrisse. Von den 200 Probekörpern aus Kalk-Traß-Mörtel, bestehend aus treibendem Kalk, Traß und gutem Sand, zeigte auch nicht ein einziger Treibrisse. Alle diese Probekörper besaßen eine genügende, teilweise sogar eine verhältnismäßig sehr hohe Festigkeit. Nur dann, wenn zu diesen Versuchskörpern treibender Kalk, Traß und schlechter, d. h. durch Kolloide verunreinigter Sand genommen wurde, zeigten sich Treibrisse an den Probekörpern.

Aus diesen Ergebnissen durfte mit Sicherheit geschlossen werden, daß treibender Kalk nicht die Ursache des Zerfalles des Schleusenbetons gewesen sein konnte, sondern daß das Mürbesein des Betons in erster Linie auf schlechten Kies und schlechten Zement zurückzuführen war; da, wo sich Treibrisse im Schleusenbeton gezeigt hatten, war schlechter Kies, schlechter Zement und treibender Kalk zur Betonbereitung verwendet worden. War nur der Kies gut, dann ergab sich auch bei schlechtem Zement ein ausreichend fester Schleusenbeton.

Die anfängliche Meinung, daß treibender Kalk die Schuld an der Nichterhärtung des Betons habe, hatte sich hiernach als irrig erwiesen; selbst bei treibendem Kalk und sonst guten Betonmaterialien ergab sich immer ein vollständig einwandfreier, sogar vorzüglicher Schleusenbeton.

Diese Erkenntnis kam wegen der großen Versuchsreihen und der langen Beobachtungsdauer der Versuche so spät, daß es sich nicht mehr lohnte, die mit Zement-Traß-Beton inzwischen fortgesetzten Bauarbeiten der Schleuse wieder auf Zement-Kalk-Traß-Beton umzustellen; sehr lehrreich und sehr wertvoll aber ist die Erkenntnis, daß es nicht notwendig war, den Kalk auszuscheiden, und daß man ohne jedes Bedenken mit Zement-Kalk-Traß-Beton in der ursprünglichen Mischung 1 R.-T. Zement, 1,25 R.-T. Kalkpulver, 2 R.-T. Traß, 6,75 R.-T. Sand und 13,5 R.-T. Kies die Ruhrschleuse hätte fertigstellen können.

VII. Der reine Kalk-Traßbeton

ist in der ungekürzten Arbeit enthalten, die als Sonderdruck in Buchformat erscheint.

VIII. Vorschlag für die Wahl der zweckmäßigsten Betonmischung.

Es ist leider vielfach üblich, den Beton lediglich nach seiner 28tägigen Festigkeit zu beurteilen. Das mag im Hochbau angängig sein; aber im Wasserbau ist diese Beurteilung in sehr vielen Fällen unrichtig. Man darf wohl behaupten, daß fast allgemein die größeren Bauwerke im Wasserbau erst 6, 12 und noch mehr Monate nach der Betonierung die volle Belastung oder nur einen Teil davon erhalten können, weil der normale Baufortschritt es meist nicht anders mit sich bringt; gedacht ist dabei an Schleusenmauerwerk, an Ufermauern, an Brückenpfeiler und dergl. Bei solchen Bauten kommt es darauf an, daß der Beton, wenn die hohen Kantenpressungen tatsächlich eintreten, d. h. nach 6, 12 und gegebenenfalls nach noch mehr Monaten, die erforderliche Festigkeit erlangt hat. Würde man in einem solchen Falle eine Betonmischung wählen, die die erst später erforderliche Höchstfestigkeit bereits viel früher entwickelt, und wäre diese vorzeitige Höchstfestigkeit durch teure Materialaufwendung erkauft, so käme das einer Materialverschwendung gleich. Man sollte also in der Wahl des Betonmischungsverhältnisses wirtschaftlich vorgehen, indem man sich darüber Rechenschaft gibt, welche Zeit für die Entwicklung der erforderlichen Festigkeit zur Verfügung steht. Zu dem Zweck könnte man, sofern für aufeinanderfolgende Zeitabschnitte eine bestimmte Steigerung der Festigkeit verlangt wird, eine Soll-Festigkeitstabelle aufstellen, und zur Auffindung der wirtschaftlich richtigen und den Festigkeitsbedingungen entsprechenden Betonmischung müßte man eine Ist-Festigkeitstabelle zur Hand haben, die Aufschluß darüber gibt, wie die einzelnen Betonmischungen im Laufe der Zeit an Festigkeit zunehmen; sodann müßte diese Tabelle Angaben enthalten über den Preis jeder einzelnen Mischung sowie über deren Mörteldichte und Betondichte. Es ist nun auf S. 580 versucht worden, eine solche Tabelle aufzustellen; die hier eingesetzten Festigkeitszahlen können aber auf völlige Richtigkeit keinen Anspruch machen, weil die Festigkeitswerte aus Angaben heraus gemittelt sind, die der Literatur entnommen wurden oder dem Verfasser aus der Praxis bekannt waren. Es ist das aber zunächst ohne Belang, weil es hier darauf ankommt, darzutun, wie die Tabelle aufgestellt werden müßte und wie damit gearbeitet werden könnte. Sie enthält die üblichen Zementbetonmischungen, desgl. die gebräuchlichen Zement-Traß-Betonmischungen und die abgeleiteten Zement-Kalk-Traß-Betonmischungen. Die verschiedenen Mischungen sind von links nach rechts numeriert und dabei so geordnet, daß die Kosten je m³ von links nach rechts steigen. Die Preise bewegen sich zwischen 18,25 und 26,97 R.-M./m³. Zur schnellen Beurteilung sind Mörteldichte und Betondichte gleich unter der Preisspalte angegeben.

Die Festigkeitswerte für die verschiedenen Erhärtungszeiten sind in senkrechten Spalten eingetragen. Die doppelten Linien rechts von den Festigkeitszahlen deuten an, daß es sich in dieser Spalte um eine praktisch dichte Betonmischung handelt.

Zur Vervollständigung alles Wissenswerten über die einzelne Mischung enthält die Tabelle noch in kg und in Liter die Materialien, die zur Herstellung von 1 m³ gestampften Beton benötigt werden. In die Zusammenstellung mitaufgenommen sind ferner die Kalk-Traß-Betonmischungen 1 : 1,25 : 2,2 : 4,4 und 1 : 1,25 : 1,6 : 3,2.

Stellen wir uns nun vor, wir sollen an Hand dieser Zusammenstellung diejenige Betonmischung heraussuchen, die etwa folgenden, zunächst willkürlich angenommenen Soll-Festigkeiten genügt.

Alter

	3 Monate	9 Monate	1 Jahr	3 Jahre	5 Jahre	10 Jahre
Soll-Festigkeiten kg/cm²	170	230	250	275	290	310
Nr. der Betonmischungen, die genügende Festigkeit besitzen	13, 14, 15, 18, 20 bis 33	13, 14, 15, 18 bis 23	13, 14, 15, 18, 20 bis 33	14, 15, 18, 20 bis 33	9, 12, 13, 14, 15, 18, 20 bis 33	9, 12, 13, 14, 18, 20 bis 33
Ist-Festigkeit der Mischung Nr. 14	178	240	250	275	300	315

Die Zahlen 13, 14, 15, 18, 20 bis 33 besagen, daß die mit diesen Zahlen bezeichneten Betonmischungen eine Festigkeit von mindestens 170 kg/cm² bei einem Alter von 3 Monaten haben; für die anderen Spalten gilt sinngemäß das gleiche. Die niedrigste von diesen Zahlen, die in allen sechs Spalten vorkommt, entspricht derjenigen von allen Mischungen, die die verlangten Festigkeiten besitzt und dabei am billigsten ist. Im vorliegenden Falle ist das die Mischung Nr. 14. Die nächsthöhere Zahl, die in allen sechs Spalten vorkommt, die Zahl 18, bezeichnet die zweitbilligste derjenigen Mischungen, die die Festigkeitsbedingungen erfüllen usw. Man wählt nunmehr unter den ermittelten billigsten Mischungen diejenige aus, die in bezug auf die Dichtigkeit am zweckmäßigsten ist. Aus der Zusammenstellung ist zu entnehmen: Nr. 14 hat Md. = 1,75, d. h. der Beton ist eben dicht. Nr. 18 hat Md. = 1,55, d. h. der Beton ist praktisch undicht. Nr. 20 hat Md. = 2,15 und Bd. = 1,97, Nr. 21 hat Md. = 1,98 und Bd. = 1,88. Für den gedachten Fall möge Md. = 2,00 ausreichend sein, und damit wäre Nr. 20 diejenige Betonmischung, die bei ausreichender Festigkeit am billigsten und genügend dicht ist.

Wir wollen nun im folgenden einige Beispiele aus der Praxis des Wasserbaues herausnehmen und untersuchen, ob für diese Fälle zweckmäßig hydraulischer Kalk Verwendung finden kann, und auch solche Fälle suchen, in denen seine Verwendung nicht zweckdienlich ist. Bei diesen Untersuchungen wollen wir uns der oben erörterten Zusammenstellung der Betonfestigkeiten, Betondichten und Betonpreise bedienen.

I. In einem 20 km langen Baulos einer Kanalstrecke sind 20 Brücken mit eisernen Überbauten zu bauen. Die Widerlagerquerschnitte sind so bemessen, daß nach der Hinterfüllung Kantenpressungen bis 17,5 kg/cm² auftreten. Der Beton hat bei der Hinterfüllung ein Alter von mindestens 3 Monaten. Bis die eisernen Überbauten montiert sind und auf die Widerlager abgelassen werden, hat der Beton in jedem Falle ein Alter von mindestens 9 Monaten erreicht. Wenn die Eigenlast der Brücke einschließlich Betriebslast auf die Widerlager einwirkt, steigt die Kantenpressung im Höchstfalle auf 24,5 kg/cm². Es ist damit zu rechnen, daß das Wasser im Kanalbett nicht vor dem vierten Baujahr ansteigt, d. h. wenn der Kanal gefüllt wird, ist der Widerlagerbeton zum mindesten drei Jahre alt. Erst dann also kann der in der Berechnung vorgesehene ungünstigste Fall, hohes Grundwasser hinter dem Widerlager und Kanal leergelaufen, eintreten. Diesem ungünstigsten Falle würde eine höchste Kantenpressung von 27,5 kg/cm² entsprechen.

Wir haben nun folgende Soll-Festigkeiten bei zehnfacher Sicherheit:

Alter:	3 Monate	9 Monate	3 Jahre
Soll-Festigkeit:	175	245	275 kg/cm².

Die drei niedrigsten Nummern derjenigen Betonmischungen, die die Festigkeitsbedingungen erfüllen, sind die Nummern 15, 18 und 20, vergl. die Zusammenstellung S. 581.

Alter:	3 Monate	9 Monate	3 Jahre
Ist-Festigkeit Nr. 15:	190	255	280 kg/cm²
„ „ 18:	190	245	285 „
„ „ 20:	190	250	275 „

Was die Dichtigkeit und den Preis anbelangt, so entnehmen wir aus der Zusammenstellung:

Nr. 15 hat Md. = 1,21, Bd. = 1,53 und kostet 20,41 R.-M./m³
„ 18 „ „ = 1,55, „ = 1,68 „ „ 20,55 „
„ 20 „ „ = 2,15, „ = 1,97 „ „ 20,85 „

(Nr. 14 scheidet aus, weil die Festigkeit nach 9 Monaten nicht ausreichend ist.)

Kommt der Widerlagerbeton mit angreifenden Wässern nicht in Berührung, so würde die Mischung Nr. 15 genügen. Weil jedoch auf das gute Aussehen der Widerlager Wert gelegt wird und Ausblühungen nicht auftreten sollen, dürfte die Zement-Traßmischung Nr. 18 für die Ausführung zu wählen sein im Mischungsverhältnis 1 Zement : 0,75 Traß : 3,5 Sand : 7,0 Kies.

Enthält dagegen das Grundwasser gefahrvolle Bestandteile, so wäre die Mischung Nr. 20 mit dem Mischungsverhältnis 1 Zement : 1 hydr. Kalkpulver : 2 Traß : 4,6 Sand : 9,2 Kies zu empfehlen.

II. Es handelt sich um den Bau einer Schleuse in offener Baugrube, für die etwa 30 000 m³ Stampfbeton hergestellt werden müssen. Solange die Kammerwände nicht hinterfüllt sind, treten keine nennenswerten Spannungen im Mauerwerk auf. Die Hinterfüllung kann mit Rücksicht auf den Fortgang der Erdarbeiten im Kanalschlauch erst stattfinden, wenn die am meisten beanspruchten Querschnitte ein Alter von mehr als einem Jahre haben. Die durch die Hinterfüllung verursachten Druckspannungen wachsen an bis auf 19 kg/cm². Zwei Jahre später, d. h. wenn der Beton mindestens drei Jahre alt ist, erhält die Schleuse Betriebswasser; alsdann treten Spannungen auf bis 21 kg/cm². Bei der statischen Untersuchung ist damit gerechnet worden, daß später, und zwar frühestens bevor der Beton zehn Jahre alt ist, infolge des vorrückenden Bergbaues Bodensenkungen eintreten, wodurch Biegungsspannungen auftreten.

Die Zugspannungen sind von Eiseneinlagen aufzunehmen, die Druckspannungen, die der Beton erleidet, steigern sich bis auf 23,5 kg/cm². Bei Annahme einer zehnfachen Sicherheit ergeben sich nun folgende Soll-Festigkeiten:

Alter in Jahren:	1	3	10
Soll-Festigkeit in kg/cm²:	190	210	235

Nach der Zusammenstellung der Ist-Festigkeiten erfüllt sowohl der Beton Nr. 2 im Mischungsverhältnis 1 Zement : 4 Sand : 8 Kies als auch der Beton Nr. 3 im Mischungsverhältnis 1 Zement : 1,25 hydr. Kalk : 2 Traß : 6,75 Sand : 13,5 Kies die Festigkeitsbedingungen. Auf Dichtigkeit des

(Fortsetzung des Textes auf Seite 580.)

IX. Berechnungen zur Ermittlung der Mörteldichte, der Betondichte und des Betonpreises für 28 verschiedene Betonmischungen.

Zement=Kalk=Traß=Beton. Gruppe A.

Preisberechnung: 1 m³ Zement kostet = 63,— R.-M. | 1 m³ hydr. Kalkp. „ = 18,— „ | 1 m³ Traß „ = 25,— „ | 1 m³ Sand „ = 10,50 „ | 1 m³ Kies „ = 8,50 „

Materialien in Raumteilen	Ausbeute	Kittmasse	Hohlräume im Sand	Mörteldichte Md.	Mörtelmenge	Hohlräume im Kies	Betondichte Bd.	Preisberechnung (R.-M.)	Betonmenge	Betonpreis	Preis für die Einheit von Bd.	Mörtelpreis	Preis für die Einheit von Md.	Mörtelmenge durch Kiesmenge
m³		m³	m³		m³			R.-M.	m³	R.-M.	R.-M.	R.-M.	R.-M.	
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 2,5 hydr. Kalkpulver : 3,5 Traß : 8,5 Sand : 17 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00						
2,5 hydr. Kalkp.	0,28	0,70			0,70			2,50 · 18,00 = 45,00						
3,5 Traß	0,48	1,68			1,68			3,50 · 25,00 = 87,50	17,00					
8,5 Sand			8,5 · 0,33	5,65	5,69		11,34	8,50 · 10,50 = 89,25	11,34	429,25	19,17	284,75	25,11	11,34
2,79 Wasser		2,79		2,80	2,79		5,95	284,75	28,34	22,39	1,90	11,34	2,01	17,00
17 Kies						17,0 · 0,35		17,00 · 8,50 = 144,50	− 5,95					
		5,65	2,80	2,01	11,34	5,95	1,90	429,25	22,39	19,17	10,08	25,11	12,49	0,67
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 2 hydr. Kalkpulver : 3 Traß : 7,5 Sand : 15 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00						
2 hydr. Kalkp.	0,28	0,56			0,56			2,00 · 18,00 = 36,00						
3 Traß	0,48	1,44			1,44			3,00 · 25,00 = 75,00	15,00					
7,5 Sand			7,5 · 0,33	4,91	5,02		9,93	7,50 · 10,50 = 78,75	9,93	380,25	19,45	252,75	25,45	9,93
2,43 Wasser		2,43		2,47	2,43		5,25	252,75	24,93	19,68	1,89	9,93	1,99	15,00
15 Kies						15,0 · 0,35		15,00 · 8,50 = 127,50	− 5,25					
		4,91	2,47	1,99	9,93	5,25	1,98	380,25	19,68	19,45	10,29	25,45	12,79	0,66
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 1,5 hydr. Kalkpulver : 2,4 Traß : 6,3 Sand : 12,60 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00						
1,5 hydr. Kalkp.	0,28	0,42			0,42			1,50 · 18,00 = 27,00						
2,4 Traß	0,48	1,15			1,15			2,40 · 25,00 = 60,00	12,60					
6,3 Sand			6,3 · 0,33	4,07	4,22		8,29	6,30 · 10,50 = 66,15	8,29	323,25	19,63	216,15	26,13	8,29
2,02 Wasser		2,02		2,07	2,02		4,41	216,15	20,89	16,48	1,87	8,29	1,96	12,60
12,60 Kies						12,6 · 0,35		12,60 · 8,50 = 107,10	− 4,41					
		4,07	2,07	1,96	8,29	4,41	1,87	323,25	16,48	19,63	10,49	26,13	13,33	0,65
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 1,25 hydr. Kalkpulver : 2,0 Traß : 6,75 Sand : 13,50 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00						
1,25 hydr. Kalkp.	0,28	0,35			0,35			1,25 · 18,00 = 22,50						
2,00 Traß	0,48	0,96			0,96			2,00 · 25,00 = 50,00	13,50					
6,75 Sand			6,75 · 0,33	3,79	4,52		8,31	6,75 · 10,50 = 70,87	8,31	321,12	18,80	206,37	24,82	8,31
2,00 Wasser		2,00		2,22	2,00		4,72	206,37	21,81	17,09	1,76	8,31	1,70	13,50
13,50 Kies						13,5 · 0,35		13,50 · 8,50 = 114,75	− 4,72					
		3,79	2,22	1,70	8,31	4,72	1,76	321,12	17,09	18,80	10,68	24,82	14,62	0,61
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 1 hydr. Kalkpulver : 1,75 Traß : 5,20 Sand : 10,40 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00						
1 hydr. Kalkp.	0,28	0,28			0,28			1,00 · 18,00 = 18,00						
1,75 Traß	0,48	0,84			0,84			1,75 · 25,00 = 43,75	10,40					
5,20 Sand			5,20 · 0,33	3,21	3,48		6,69	5,20 · 10,50 = 54,60	6,69	267,75	19,89	179,35	26,82	6,69
1,61 Wasser		1,61		1,71	1,61		3,64	179,35	17,09	13,45	1,83	6,69	1,87	10,40
10,40 Kies						10,4 · 0,35		10,40 · 8,50 = 88,40	− 3,64					
		3,21	1,71	1,87	6,69	3,64	1,83	267,75	13,45	19,89	10,86	26,82	14,35	0,64
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,5 hydr. Kalkpulver : 1,13 Traß : 4,10 Sand : 8,20 Kies.														
1 Zement	0,48	0,28			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00						
0,5 hydr. Kalkp.	0,28	0,14			0,14			0,50 · 18,00 = 9,00						
1,13 Traß	0,48	0,54			0,54			1,13 · 25,00 = 28,25	8,20					
4,10 Sand			4,10 · 0,33	2,37	2,74		5,11	4,10 · 10,50 = 43,05	5,11	213,00	20,40	143,30	28,02	5,11
1,21 Wasser		1,21		1,35	1,21		2,87	143,30	13,31	10,44	1,77	5,11	1,75	8,20
8,20 Kies						8,20 · 0,35		8,20 · 8,50 = 69,70	− 2,87					
		2,37	1,35	1,75	5,11	2,87	1,77	213,00	10,44	20,40	11,51	28,02	16,02	0,62

Zement=Kalk=Traß=Beton. Gruppe B.

Preisberechnung: 1 m³ Zement kostet = 63,00 R.-M. · 1 m³ hydr. Kalkp. „ = 18,00 „ · 1 m³ Traß „ = 25,00 „ · 1 m³ Sand „ = 10,50 „ · 1 m³ Kies „ = 8,50 „

Materialien in Raumteilen m³	Ausbeute	Kittmasse m³	Hohlräume im Sand m³	Mörteldichte Md.	Mörtelmenge m³	Hohlräume im Kies	Betondichte Bd.	Preisberechnung R.-M.	Betonmenge m³	Betonpreis R.-M.	Preis für die Einheit von Bd. R.-M.	Mörtelpreis R.-M.	Preis für die Einheit von Md. R.-M.	Mörtelmenge durch Kiesmenge
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 2,5 hydr. Kalkpulver : 3,88 Traß : 7,00 Sand : 14,0 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00						
2,5 hydr. Kalkp.	0,28	0,70			0,70			2,50 · 18,00 = 45,00						
3,88 Traß	0,48	1,86			1,86			3,88 · 25,00 = 97,00	14,00					
7,00 Sand			7,0 · 0,33	5,63	4,69		10,32	7,00 · 10,50 = 73,50	10,32	397,50	20,42	278,50	26,98	10,32
2,59 Wasser		2,59		2,31	2,59		4,90	278,50	24,32	19,42	2,10	10,32	2,43	14,00
14,0 Kies						14,0 · 0,35		14,00 · 8,50 = 119,00	− 4,90					
		5,63	2,31	2,43	10,32	4,90	2,10	397,50	19,42	20,42	9,72	26,98	11,10	0,73
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 2 hydr. Kalkpulver : 3,25 Traß : 6,2 Sand : 12,4 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00						
2 hydr. Kalkp.	0,28	0,56			0,56			2,00 · 18,00 = 36,00						
3,25 Traß	0,48	1,56			1,56			3,25 · 25,00 = 81,25	12,40					
6,2 Sand			6,2 · 0,33	4,85	4,16		9,01	6,20 · 10,50 = 65,10	9,01	350,75	20,55	245,35	27,23	9,01
2,25 Wasser		2,25		2,02	2,25		4,34	245,35	21,41	17,07	2,08	9,01	2,37	12,40
12,4 Kies						12,4 · 0,35		12,40 · 8,50 = 105,40	− 4,34					
		4,85	2,04	2,37	9,01	4,34	2,98	350,75	17,07	20,55	9,94	27,23	11,55	0,72
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 1,5 hydr. Kalkpulver : 2,63 Traß : 5,40 Sand : 10,80 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00						
1,5 hydr. Kalkp.	0,28	0,42			0,42			1,50 · 18,00 = 27,00						
2,63 Traß	0,48	1,26			1,26			2,63 · 25,00 = 65,75	10,80					
5,40 Sand			5,4 · 0,33	4,06	3,61		7,67	5,40 · 10,50 = 56,70	7,67	304,25	20,72	212,45	27,83	7,67
1,90 Wasser		1,90		1,78	1,90		3,78	212,45	18,47	14,69	2,02	7,67	2,28	10,80
10,80 Kies						10,8 · 0,35		10,80 · 8,50 = 91,80	− 3,78					
		4,06	1,78	2,28	7,67	3,78	2,02	304,25	14,69	20,72	10,25	27,83	12,22	0,71
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 1 hydr. Kalkpulver : 2 Traß : 4,6 Sand : 9,20 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00						
1 hydr. Kalkp.	0,28	0,28			0,28			1,00 · 18,00 = 18,00						
2 Traß	0,48	0,96			0,96			2,00 · 25,00 = 50,00	9,20					
4,6 Sand			4,6 · 0,33	3,27	3,08		6,35	4,60 · 10,50 = 48,30	6,35	257,50	20,85	179,30	28,25	6,35
1,55 Wasser		1,55		1,52	1,55		3,22	179,30	15,55	12,33	1,97	6,35	2,15	9,20
9,20 Kies						9,2 · 0,35		9,20 · 8,50 = 78,20	− 3,22					
		3,27	1,52	2,15	6,35	3,22	1,97	257,50	12,33	20,85	10,58	28,25	13,15	0,69
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,5 hydr. Kalkpulver : 1,38 Traß : 3,8 Sand : 7,6 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00						
0,5 hydr. Kalkp.	0,28	0,14			0,14			0,50 · 18,00 = 9,00						
1,38 Traß	0,48	0,66			0,66			1,38 · 25,00 = 34,50	7,60					
3,8 Sand			3,8 · 0,33	2,48	2,54		5,02	3,80 · 10,50 = 39,90	5,02	211,00	21,18	146,40	29,14	5,02
1,20 Wasser		1,20		1,25	1,20		2,66	146,40	12,62	9,96	1,88	5,02	1,98	7,60
7,6 Kies						7,6 · 0,35		7,60 · 8,50 = 64,60	− 2,66					
		2,48	1,25	1,98	5,02	2,66	1,88	211,00	9,96	21,18	11,25	29,14	14,71	0,66

Zementbeton. Gruppe C.

Materialien in Raumteilen	Ausbeute	Kittmasse	Hohlräume im Sand	Mörteldichte Md.	Mörtelmenge	Hohlräume im Kies	Betondichte Bd.	Preisberechnung (1 m³ Zement kostet = 63,00 R.-M. / 1 m³ Sand „ = 10,50 „ / 1 m³ Kies „ = 8,50 „)	Betonmenge	Betonpreis	Preis für die Einheit von Bd.	Mörtelpreis	Preis für die Einheit von Md.	Mörtelmenge durch Kiesmenge
m³		m³	m³		m³			R.-M.	m³	R.-M.	R.-M.	R.-M.	R.-M.	
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 4 Sand : 8 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00	8,00					
4 Sand			4 · 0,33	1,38	2,68		4,06	4,00 · 10,50 = 42,00	4,06	173,00	18,68	105,00	25,86	4,06
0,9 Wasser		0,90		1,32	0,90		2,80	105,00	12,06	9,26	1,45	4,06	1,05	8,00
8 Kies						8 · 0,35		8,00 · 8,50 = 68,00	− 2,80					
		1,38	1,32	1,05	4,06	2,80	1,45	173,00	9,26	18,68	12,85	25,86	24,61	0,51
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 3,5 Sand : 7 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00	7,00					
3,5 Sand			3,5 · 0,33	1,29	2,34		3,63	3,50 · 10,50 = 36,75	3,63	159,25	19,46	99,75	27,45	3,63
0,81 Wasser		0,81		1,15	0,81		2,45	99,75	10,63	8,18	1,48	3,63	1,12	7,00
7 Kies						7 · 0,35		7,00 · 8,50 = 59,50	− 2,45					
		1,29	1,15	1,12	3,63	2,45	1,48	159,25	8,18	19,46	13,14	27,45	24,52	0,52
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 3 Sand : 6 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00	6,00					
3 Sand			3 · 0,33	1,20	2,01		3,21	3,00 · 10,50 = 31,50	3,21	145,50	20,41	94,50	29,43	3,21
0,72 Wasser		0,72		0,99	0,72		2,10	94,50	9,21	7,11	1,53	3,21	1,21	6,00
6 Kies						6 · 0,35		6,00 · 8,50 = 51,00	− 2,10					
		1,20	0,99	1,21	3,21	2,10	1,53	145,50	7,11	20,41	13,35	29,43	24,32	0,53
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 2,5 Sand : 5 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00	5,00					
2,5 Sand			2,5 · 0,33	1,11	1,67		2,78	2,50 · 10,50 = 26,25	2,78	131,75	21,83	89,25	32,10	2,78
0,6 Wasser		0,60		0,82	0,63		1,75	89,25	7,78	6,03	1,58	2,78	1,35	5,00
5 Kies						5 · 0,35		5,00 · 8,50 = 42,50	− 1,75					
		1,11	0,82	1,35	2,78	1,75	1,58	131,75	6,03	21,83	13,83	32,10	24,31	0,56
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 2,25 Sand : 4,5 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00	4,50					
2,25 Sand			2,25 · 0,33	1,06	1,50		2,56	2,25 · 10,50 = 23,62	2,56	124,87	22,72	86,62	33,82	2,58
0,58 Wasser		0,58		0,74	0,58		1,57	86,62	7,06	5,49	1,63	2,56	1,43	4,50
4,5 Kies						4,5 · 0,35		4,50 · 8,50 = 38,25	− 1,57					
		1,06	0,74	1,43	2,56	1,57	1,63	124,87	5,49	22,72	13,92	33,82	23,64	0,57
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 2 Sand : 4 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00	4,00					
2 Sand			2 · 0,33	1,02	1,34		2,36	2,00 · 10,50 = 21,00	2,36	118,00	23,79	84,00	35,60	2,36
0,54 Wasser		0,54		0,66	0,54		1,40	84,00	6,36	4,96	1,68	2,36	1,54	4,00
4 Kies						4 · 0,35		4,00 · 8,50 = 34,00	− 1,40					
		1,02	0,66	1,54	2,36	1,40	1,68	118,00	4,96	23,79	14,14	35,60	23,10	0,59
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 1,8 Sand : 3,6 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00	3,60					
1,8 Sand			1,8 · 0,33	0,98	1,21		2,19	1,80 · 10,50 = 18,90	2,19	112,50	24,83	81,90	37,39	2,19
0,5 Wasser		0,50		0,95	0,50		1,26	81,90	5,79	4,53	1,73	2,19	1,66	3,60
3,6 Kies						3,6 · 0,35		3,60 · 8,50 = 30,60	− 1,26					
		0,98	0,59	1,66	2,19	1,26	1,73	112,50	4,53	24,83	14,35	37,39	22,52	0,61
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 1,6 Sand : 3,2 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00	3,20					
1,6 Sand			1,6 · 0,33	0,95	1,07		2,02	1,60 · 10,50 = 16,80	2,02	107,00	26,09	79,80	39,50	2,02
0 47 Wasser		0,47		0,53	0,47		1,12	79,80	5,22	4,10	1,80	2,02	1,79	3,20
3,2 Kies						3,2 · 0,35		3,20 · 8,50 = 27,20	− 1,12					
		0,95	0,53	1,79	2,02	1,12	1,80	107,00	4,10	26,09	14,49	39,50	22,06	0,63

Zement-Traß-Beton. Gruppe D.

Materialien in Raumteilen m³	Ausbeute	Kittmasse m³	Hohlräume im Sand m³	Mörteldichte Md.	Mörtelmenge m³	Hohlräume im Kies	Betondichte Bd.	Preisberechnung: 1 m³ Zement kostet = 63,00 R.-M. / 1 m³ Traß „ = 25,00 „ / 1 m³ Sand „ = 10,50 „ / 1 m³ Kies „ = 8,50 „ R.-M.	Betonmenge m³	Betonpreis R.-M.	Preis für die Einheit von Bd. R.-M.	Mörtelpreis R.-M.	Preis für die Einheit von Md. R.-M.	Mörtelmenge durch Kiesmenge
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,5 Traß : 4 Sand : 8 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00						
0,5 Traß	0,48	0,24			0,24			0,50 · 25,00 = 12,50	8,00					
4 Sand			4 · 0,33	1,72	2,68		4,40	4,00 · 10,50 = 42,00	4,40	185,50	19,32	117,50	26,70	4,40
1 Wasser		1,00		1,32	1,00		2,80	117,50	12,40	9,60	1,57	4,40	1,30	8,00
8 Kies						8 · 0,35		8,00 · 8,50 = 68,00	− 2,80					
		1,72	1,32	1,30	4,40	2,80	1,57	185,50	9,60	19,32	12,32	26,70	20,52	0,55
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,75 Traß : 4 Sand : 8 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00						
0,75 Traß	0,48	0,36			0,36			0,75 · 25,00 = 18,75	8,00					
4 Sand			4 · 0,33	1,87	2,68		4,55	4,00 · 10,50 = 42,00	4,55	191,75	19,68	123,75	27,19	4,55
1,03 Wasser		1,03		1,32	1,03		2,80	123,75	12,55	9,75	1,58	4,55	1,42	8,00
8 Kies						8 · 0,35		8,00 · 8,50 = 68,00	− 2,80					
		1,87	1,32	1,42	4,55	2,80	1,58	191,75	9,75	19,68	12,45	27,19	19,13	0,57
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 1 Traß : 4 Sand : 8 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00						
1 Traß	0,48	0,48			0,48			1,00 · 25,00 = 25,00	8,00					
4 Sand			4 · 0,33	2,04	2,68		4,72	4,00 · 10,50 = 42,00	4,72	198,00	19,96	130,00	27,55	4,72
1,08 Wasser		1,08		1,32	1,08		2,80	130,00	12,72	9,92	1,68	4,72	1,55	8,00
8 Kies						8 · 0,35		8,00 · 8,50 = 68,00	− 2,80					
		2,04	1,32	1,55	4,72	2,80	1,68	198,00	9,92	19,96	11,88	27,55	17,78	0,58
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,5 Traß : 3,5 Sand : 7 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00						
0,5 Traß	0,48	0,24			0,24			0,50 · 25,00 = 12,50	7,00					
3,5 Sand			3,5 · 0,33	1,62	2,34		3,96	3,50 · 10,50 = 36,75	3,96	171,75	20,18	112,25	28,40	3,96
0,9 Wasser		0,90		1,15	0,90		2,45	112,25	10,96	8,51	1,62	3,96	1,41	7,00
7 Kies						7 · 0,35		7,00 · 8,50 = 69,50	− 2,45					
		1,62	1,15	1,41	3,96	2,45	1,62	171,75	8,51	20,18	12,45	28,40	20,28	0,56
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,75 Traß : 3,5 Sand : 7 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00						
0,75 Traß	0,48	0,36			0,36			0,75 · 25,00 = 18,75	7,00					
3,5 Sand			3,5 · 0,33	1,77	2,34		4,11	3,50 · 10,50 = 36,75	4,11	178,00	20,55	118,50	28,80	4,11
0,93 Wasser		0,93		1,15	0,93		2,45	118,50	11,11	8,66	1,68	4,11	1,55	7,00
7 Kies						7 · 0,35		7,00 · 8,50 = 59,50	− 2,45					
		1,77	1,15	1,55	4,11	2,45	1,68	178,00	8,66	20,55	12,20	28,80	18,60	0,58
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,5 Traß : 2,5 Sand : 5 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00						
0,5 Traß	0,48	0,24			0,24			0,50 · 25,00 = 12,50	5,00					
2,5 Sand			2,5 · 0,33	1,44	1,67		3,11	2,50 · 10,50 = 26,50	3,11	144,50	22,68	102,00	32,79	3,11
0,72 Wasser		0,72		0,82	0,72		1,75	102,00	8,11	6,36	1,77	3,11	1,76	5,00
5 Kies						5 · 0,35		5,00 · 8,50 = 42,50	− 1,75					
		1,44	0,82	1,76	3,11	1,75	1,77	144,50	6,36	22,68	12,82	32,79	18,61	0,62
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,5 Traß : 3 Sand : 6 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00						
0,5 Traß	0,48	0,24			0,24			0,50 · 25,00 = 12,50	6,00					
3 Sand			3 · 0,33	1,53	2,01		3,54	3,00 · 10,50 = 31,50	3,54	158,00	21,25	107,00	30,22	3,54
0,81 Wasser		0,81		0,99	0,81		2,10	107,00	9,54	7,44	1,68	3,54	1,55	6,00
6 Kies						6 · 0,35		6,00 · 8,50 = 51,00	− 2,10					
		1,53	0,99	1,55	3,54	2,10	1,68	158,00	7,44	21,25	12,65	30,22	19,61	0,59
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,6 Traß : 3 Sand : 6 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00						
0,6 Traß	0,48	0,29			0,29			0,60 · 25,00 = 15,00	6,00					
3 Sand			3 · 0,33	1,60	2,01		3,61	3,00 · 10,50 = 31,50	3,61	160,50	21,36	109,50	30,31	3,61
0,83 Wasser		0,83		0,99	0,83		2,10	109,50	9,61	7,51	1,72	3,61	1,62	6,00
6 Kies						6 · 0,35		6,00 · 8,50 = 51,00	− 2,10					
		1,60	0,99	1,62	3,61	2,10	1,72	160,50	7,51	21,36	12,40	30,31	18,84	0,60

Zement=Traß=Beton. Gruppe D. (Fortsetzung.)

Materialien in Raumteilen	Ausbeute	Kittmasse	Hohlräume im Sand	Mörteldichte Md.	Mörtelmenge	Hohlräume im Kies	Betondichte Bd.	Preisberechnung (1 m³ Zement kostet = 63,00 R.-M. · 1 m³ Traß „ = 25,00 R.-M. · 1 m³ Sand „ = 10,50 R.-M. · 1 m³ Kies „ = 8,50 R.-M.)	Betonmenge	Betonpreis	Preis für die Einheit von Bd.	Mörtelpreis	Preis für die Einheit von Md.	Mörtelmenge durch Kiesmenge
m³		m³	m³		m³			R.-M.	m³	R.-M.	R.-M.	R.-M.	R.-M.	
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,75 Traß : 3 Sand : 6 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00						
0,75 Traß	0,48	0,36			0,36			0,75 · 25,00 = 18,75	6,00					
3 Sand			3,0 · 0,33	1,69	2,01		3,70	3,00 · 10,50 = 31,50	3,70	164,25	21,62	113,25	30,60	3,70
0,85 Wasser		0,85		0,99	0,85		2,10	113,25	9,70	7,60	1,76	3,70	1,71	6,00
6 Kies						6,0 · 0,35		6,00 · 8,50 = 51,00	2,10					
		1,69	0,99	1,71	3,70	2,10	1,76	164,25	7,60	21,62	12,29	30,60	17,90	0,61
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,5 Traß : 2 Sand : 4 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00						
0,5 Traß	0,48	0,24			0,24			0,50 · 25,00 = 12,50	4,00					
2 Sand			2,0 · 0,33	1,35	1,34		2,69	2,00 · 10,50 = 21,00	2,69	130,50	24,65	96,50	35,87	2,69
0,63 Wasser		0,63		0,66	0,63		1,40	96,50	6,69	5,29	1,92	2,69	2,04	4,00
4 Kies						4,0 · 0,35		4,00 · 8,50 = 34,00	1,40					
		1,35	0,66	2,04	2,69	1,40	1,92	130,50	5,29	24,65	12,85	35,87	17,58	0,67
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,5 Traß : 1,8 Sand : 3,6 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00						
0,5 Traß	0,48	0,24			0,24			0,50 · 25,00 = 12,50	3,60					
1,8 Sand			1,8 · 0,33	1,31	1,21		2,52	1,80 · 10,50 = 18,90	2,52	125,00	25,72	94,40	37,46	2,52
0,59 Wasser		0,59		0,59	0,59		1,26	94,40	6,12	4,86	2,00	2,52	2,22	3,60
3,6 Kies						3,6 · 0,35		3,60 · 8,50 = 30,60	1,26					
		1,31	0,59	2,22	2,52	1,26	2,00	125,00	4,86	25,72	12,86	37,46	16,87	0,70
Mischungsverhältnis: 1 Zement : 0,5 Traß : 1,6 Sand : 3,2 Kies.														
1 Zement	0,48	0,48			0,48			1,00 · 63,00 = 63,00						
0,5 Traß	0,48	0,24			0,24			0,50 · 25,00 = 12,50	3,20					
1,6 Sand			1,6 · 0,33	1,28	1,07		2,35	1,60 · 10,50 = 16,80	2,35	119,50	26,97	92,30	39,27	2,35
0,56 Wasser		0,56		0,53	0,56		1,12	92,30	5,55	4,43	2,09	2,35	2,41	3,20
3,2 Kies						3,2 · 0,35		3,20 · 8,50 = 27,20	1,12					
		1,28	0,53	2,41	2,35	1,12	2,09	119,50	4,43	26,97	12,90	39,27	16,29	0,73

Kalk=Traß=Beton.

Materialien in Raumteilen	Ausbeute	Kittmasse	Hohlräume im Sand	Mörteldichte Md..	Mörtelmenge	Hohlräume im Kies	Betondichte Bd.	Preisberechnung (1 m³ hydr. Kalkp. kostet = 18,00 R.-M. · 1 m³ Traß „ = 25,00 R.-M. · 1 m³ Sand „ = 10,50 R.-M. · 1 m³ Kies „ = 8,50 R.-M.)	Betonmenge	Betonpreis	Preis für die Einheit von Bd.	Mörtelpreis	Preis für die Einheit von Md.	Mörtelmenge durch Kiesmenge
m³		m³	m³		m³			R.-M.	m³	R.-M.	R.-M.	R.-M.	R.-M.	
Mischungsverhältnis: 1 hydr. Kalkpulver : 1,25 Traß : 2,2 Sand : 4,4 Kies.														
1 hydr. Kalkp.	0,28	0,28			0,28			1,00 · 18,00 = 18,00						
1,25 Traß	0,48	0,60			0,60			1,25 · 25,00 = 31,25	4,40					
2,2 Sand			2,2 · 0,33	1,68	1,47		3,15	2,20 · 10,50 = 23,10	3,15	109,75	18,25	72,35	22,95	3,15
0,8 Wasser		0,80		0,73	0,80		1,54	72,35	7,55	6,01	2,04	3,15	2,31	4,40
4,4 Kies						4,4 · 0,35		4,40 · 8,50 = 37,40	1,54					
		1,68	0,73	2,31	3,15	1,54	2,04	109,75	6,01	18,25	8,95	22,95	9,95	0,72
Mischungsverhältnis: 1 hydr. Kalkpulver : 1,25 Traß : 1,6 Sand : 3,2 Kies.														
1 hydr. Kalkp.	0,28	0,28			0,28			1,00 · 18,00 = 18,00						
1,25 Traß	0,48	0,60			0,60			1,25 · 25,00 = 31,25	3,20					
1,6 Sand			1,6 · 0,33	1,57	1,07		2,64	1,60 · 10,50 = 16,80	2,64	93,25	19,75	66,05	25,00	2,64
0,69 Wasser		0,69		0,53	0,69		1,12	66,05	5,84	4,72	2,36	2,64	2,96	3,20
3,2 Kies						3,2 · 0,35		3,20 · 8,50 = 27,20	1,12					
		1,57	0,53	2,96	2,64	1,12	2,36	93,25	4,72	19,75	8,38	25,00	8,45	0,82

Zusamme

verschiedener Betonmischungsverhältnisse für Zementbeton, Zement-Traß-Beton und Zement-Kalk-Traß-Beton mit Anga

Zur Beachtung vor de

Der Zement hat eine normenmäßige Festigkeit von 320 kg/cm² (Wasserlagerung). Der Mörtel aus 1 R.-T. hydr. Kalkpulver + 3 R.-T. Sand hat nach 3 Tagen Luftlagerung und 25 Tagen Wasserlagerung 15 kg/cm² Druckfestigkeit. Der Traß entspricht den Traßnormen. Der Sand ist scharfer Rheinsand, Kies gewöhnlicher Rheinkies.

Mörteldichte = Kittmasse : Hohlräume im Sand,
Betondichte = Mörtelmenge : Hohlräume im Kies.
Der Sand hat 33 % Hohlräume,
Der Kies hat 35 % Hohlräume.
Ausbeute für Zement = 0,48,
„ „ hydr. Kalkpulver = 0,28,
„ „ Traß = 0,48.
Das Anmachewasser wird ganz auf die Kittmasse angerechnet.

Nummer		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Mischungsverhältnisse	Zement		1	1	1	1	1	1	1	1		1	1	1
	hydr. Kalkpulver	1		1,25	2,5		2		1,5		1	1		
	Traß	1,25		2,0	3,5	0,5	3		2,4	0,75	1,25	1,75	1	0,5
	Sand	2,2	4	6,75	8,5	4	7,5	3,5	6,3	4	1,60	5,20	4	3,5
	Kies	4,4	8	13,50	17,00	8	15,00	7,00	12,60	8	3,20	10,40	8	7,00
		..	.	∴	∴	:	∴	.	∴	:	..	∴	: .	:
Betonpreis		18,25	18,68	18,80	19,17	19,32	19,45	19,46	19,63	19,68	19,75	19,89	19,96	20,18
Mörteldichte Md.		2,31	1,05	1,70	2,01	1,30	1,99	1,12	1,96	1,42	2,96	1,87	1,55	1,41
Betondichte Bd.		2,04	1,45	1,76	1,90	1,57	1,89	1,48	1,87	1,58	2,36	1,83	1,68	1,62
Mörtelmenge durch Kiesmenge		0,72	0,51	0,61	0,67	0,55	0,66	0,52	0,65	0,57	0,82	0,64	0,58	0,56

Druckfestigkei

Bemerkung: Die Festigkeitszahlen beruhen auf Schätzung unter Zugrundelegung von Versuch

Nach 28 Tagen		65	100	93	85	115	90	128	100	120	80	110	123	130
„ 3 Monaten		107	140	139	129	155	133	169	150	159	119	160	163	172
„ 6 „		137	175	175	164	193	170	205	185	199	150	200	202	214
„ 9 „		152	195	195	185	215	190	225	205	223	168	219	227	238
„ 1 Jahr		160	204	205	195	228	200	237	215	237	178	228	242	250
„ 2 Jahren		170	210	215	204	240	210	245	223	252	190	238	258	261
„ 3 „		180	215	225	212	250	220	248	230	266	200	246	272	271
„ 5 „		200	225	240	230	270	235	270	240	290	220	265	296	290
„ 10 „		240	235	270	260	290	265	290	275	310	250	280	320	310
		Liter	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l
Materialbedarf in 1 je m³ fertig gestampften Betons	Zement		107,9	58,5	44,6	104,1	50,8	122,2	60,8	102,5		74,3	100,8	117,5
	hydr. Kalkpulver	166,3		73,12	111,5		101,6		91,2		211,8	74,3		
	Traß	207,8		117,0	156,1	52,0	152,4		145,9	76,8	264,7	130,0	100,8	58,7
	Sand	365,8	431,6	394,8	379,1	416,4	381,0	427,7	383,0	410,0	328,8	386,3	403,2	411,2
	Kies	731,6	863,2	789,6	758,2	832,8	712,0	855,4	766,0	820,0	657,6	772,6	806,4	822,5
		kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg
Materialbedarf der Bindemittel in kg/m³ fertig gestampften Betons	Zement		151,06	81,9	62,4	145,7	71,1	171,08	85,1	143,5		104,0	141,1	164,5
	hydr. Kalkpulver	133,04		58,5	89,2		81,3		73,0		169,4	59,4		
	Traß	207,8		117,0	156,1	52,0	152,4		145,9		264,7	130,0	100,8	58,7
Gruppe		Kalk-Traß-Beton	C	A	A	D	A	C	A	D	Kalk-Traß-Beton	A	D	D
Verhältnis der Bindemittel zu Sand u. Kies		1 : 2,5	1 : 10,5	1 : 4	1 : 3	1 : 7	1 : 3	1 : 9	1 : 3	1 : 6	1 : 2	1 : 4	1 : 5	1 : 6

Zeichenerklärung: [.] Zementbeton. [:] Zement-Traß-Beton. [∴] Zement-Kalk-Traß-Beton.

Schleusenmauerwerks wird Wert gelegt. Md soll mindestens gleich 1,70 sein. Nr. 2 mit Md. = 1,05 kommt nicht in Betracht. Es ist erwiesen, daß der Zement-Kalk-Traß-Beton in vorstehendem Mischungsverhältnis mit einer Mörteldichte von 1,70 und einer Betondichte von 1,76 hinlänglich dicht ist und daß er auch eine gute Haftfestigkeit besitzt. Dieser Zement-Kalk-Traß-Beton ist verhältnismäßig sehr billig und kann daher als zweckmäßiger und wirtschaftlich richtig zusammengesetzter Beton für die Ausführung gewählt werden. Wählte man statt dessen etwa einen Zement-Traß-Beton von gleicher Dichtigkeit, und zwar die Mischung Nr. 24, bestehend aus 1 Zement : 0,75 Traß : 3 Sand : 6 Kies (Nr. 24 ist der billigste Zement-Traß-Beton, der die Dichtigkeitsbedingung erfüllt), so würde dieser Beton um 21,62 — 18,80 = 2,82 R.-M. je m³ teurer sein; mit der Verwendung des billigeren Zement-Kalk-Traß-Betons wird also die nicht unerhebliche Ersparnis von 30 000 · 2,82 = 84 600 R.-M. erzielt.

III. Die Ufermauer eines im Betriebe befindlichen Industriehafens muß um 200 m verlängert werden. Die Bauarbeiten sind derart zu beschleunigen, daß, wenn die Mauer 28 Tage alt ist, mit der Hinterfüllung begonnen wird und der Verladekran zwei Monate später in Betrieb tritt. Durch die Hinterfüllung entstehen Kantenpressungen bis zu 13,5 kg/cm²; infolge der Betriebsbelastung steigt die Beanspruchung des Beto auf 18,5 kg/cm².

Im Entwurf ist vorgesehen, daß nach Ablauf von weiteren neu Jahren die Ufermauer um 2 m aufgehöht werden kann, ohne daß d Fundamente und der aufgehende Teil der Stützmauer verstärkt zu werde brauchen; die Kantenpressungen erhöhen sich nach der Aufhöhung b auf 29,5 kg/cm².

Die Soll-Festigkeitsbedingungen lauten:

Alter:	28 Tage	3 Monate	10 Jahre
Soll-Festigkeiten:	135	185	295 kg/cm².

Nach der Zusammenstellung der Betonfestigkeiten erfüllt der Beto Nr. 15 diese Festigkeitsbedingungen, er ist ein Zementbeton, der die Zu sammensetzung 1 Zement : 3 Sand : 6 Kies hat; seine Mörteldichte ist 1,2 und die Betondichte 1,53, die für den vorliegenden Fall ausnahmsweis zugelassen werden dürfen, weil mit voller Sicherheit keinerlei aggressiv Grundwässer vorhanden sind. Dieser Beton kostet 20,41 R.-M./m³. Wen es sich nicht um eine so dringende Verlängerung der Ufermauer handel sondern etwa um deren erstmaligen Bau in der Zeit des Kanalbaues, s würden bei diesem normalen Baubetriebe die Soll-Festigkeiten zwar di

stellung

der Betonfestigkeit für verschiedene Erhärtungszeiten, des Betonpreises, der Dichtigkeit und des Materialbedarfes.

Gebrauch der Zahlenwerte:

Der Preisberechnung liegen folgende Preise zugrunde:

Es kostet 1 m³ = 1400 kg Zement = 63,00 R.-M.
„ „ 1 „ = 800 „ hydr. Kalkpulver = 18,00 „
„ „ 1 „ = 1000 „ Traß = 25,00 „
„ „ 1 „ Sand = 10,50 „
„ „ 1 „ Kies = 8,50 „

Materialbedarfsberechnung.

Beispiel für den Zement-Kalk-Traß-Beton: 1 : 2,5 : 3,5 : 8,5 : 17,00 (vergl. hierzu Betonmenge S. 575).

In 22,39 m³ Beton sind enthalten 1000 l Zement
„ 1 „ „ „ „ 44,6 l Zement
„ 1 „ „ „ „ 2,5·44,6 = 111,5 l Kalkpulver
„ 1 „ „ „ „ 3,5·44,6 = 156,1 l Traß
usw.

Die Mischungen 1 bis 33 eignen sich für **Stampfbeton.** Das Verhältnis von Kies zu Sand ist bei allen Mischungen **1 : 2.**

14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,5		2,5	2		1,5	1	0,5												
1,13		3,88	3,25	0,75	2,63	2	1,38	0,5	0,6	0,75		0,5			0,5		0,5		0,5
4,10	3	7,00	6,2	3,5	5,40	4,6	3,8	3	3	3	2,5	2,5	2,25	2	2	1,8	1,8	1,6	1,6
8,20	6	14,00	12,40	7,00	10,80	9,20	7,60	6	6	6	5	5,0	4,50	4	4	3,6	3,6	3,2	3,2
∴	·	∴	∴	:	∴	∴	∴	:	:	:	·	:	·	·	:	·	:	·	:
20,40	20,41	20,42	20,55	20,55	20,72	20,85	21,18	21,25	21,36	21,62	21,83	22,68	22,72	23,79	24,65	24,83	25,72	26,09	26,97
1,75	1,21	2,43	2,37	1,55	2,28	2,15	1,98	1,55	1,62	1,71	1,35	1,76	1,43	1,54	2,04	1,66	2,22	1,79	2,41
1,77	1,53	2,10	2,08	1,68	2,02	1,97	1,88	1,68	1,72	1,76	1,58	1,77	1,63	1,68	1,92	1,73	2,00	1,80	2,09
0,62	0,53	0,73	0,72	0,58	0,71	0,69	0,66	0,59	0,60	0,61	0,56	0,62	0,57	0,59	0,67	0,61	0,70	0,63	0,73

in kg/cm².

ergebnissen, die zum Teil aus eigener Praxis stammen, zum Teil der Literatur entnommen sind.

126	140	95	105	135	122	130	150	160	165	170	185	190	200	220	240	243	265	270	295
178	190	145	155	177	169	190	210	219	230	240	255	265	270	290	310	313	332	337	363
219	235	181	195	219	210	230	252	262	279	285	300	310	316	334	355	375	377	382	408
240	255	200	215	245	231	250	276	290	302	313	324	332	343	360	381	383	403	405	434
250	267	210	225	258	240	258	288	303	315	325	337	345	357	375	395	397	420	415	446
260	275	220	233	272	249	268	298	315	326	335	345	364	366	385	410	404	431	424	454
275	280	230	240	285	258	275	305	320	330	340	350	380	370	390	420	410	440	432	462
300	290	250	260	310	272	290	320	330	340	350	360	400	380	400	430	430	460	452	482
315	295	270	280	330	290	310	335	340	350	360	365	410	390	410	440	440	470	462	492
l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l
95,5	140,6	51,4	58,6	115,3	68,0	81,1	100,4	134,4	133,1	131,5	165,8	157,2	182,1	201,6	189,0	220,7	205,7	243,9	225,7
47,7		128,5	117.2		102,0	81,1	50,2												
107,9		195,3	190,4	86,4	178.8	162,2	138,5	67,2	79,8	98,6		78,6			94,6		102,8		112,8
391,5	421,8	359,8	363,3	403,55	377,2	373,0	381,5	403,2	399,3	394,5	414,5	393,0	409,7	403,2	378,0	397,2	370,2	390,2	361,1
783,0	843,6	719,6	726,6	807,1	754,4	746,0	763,0	806,4	798,6	789,0	829,0	786,0	819,4	806,4	756,0	794,4	740,4	780,4	722,2
kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg
133,7	196,8	71,96	82,04	161,4	92,2	113,54	140,5	188,1	186,3	184,1	232,1	220,0	254,9	282,2	264,6	308,9	287,9	341,4	315,9
38,2		102,8	93,8		81,6	64,9	40,2												
107,9		195,3	190,4	86,4	178,8	162,2	138,5	67,2	79,8	98,6		78,6			94,5		102,8		112,8
A	C	B	B	D	B	B	B	D	D	D	C	D	C	C	D	C	D	C	D
1 : 4	1 : 8	1 : 2	1 : 3	1 : 5	1 : 3	1 : 3	1 : 3,5	1 : 5	1 : 5	1 : 4,5	1 : 6,5	1 : 4	1 : 6	1 : 5	1 : 3	1 : 5	1 : 3	1 : 4	1 : 3

·· Kalk-Traß-Beton. Mörteldichte größer als 1,70. Betondichte gleich oder größer als 1,75.

gleichen bleiben, jedoch würden andere Erhärtungszeiten in Ansatz zu bringen sein, etwa wie folgt:

Alter:	3 Monate	2 Jahre	10 Jahre
Soll-Festigkeiten:	135	185	295 kg/cm².

In diesem Falle würde der Zement-Traß-Beton Nr. 9 im Mischungsverhältnis 1 Zement : 0,75 Traß : 4 Sand : 8 Kies Verwendung finden dürfen. Dieser Beton ist dichter als der erstere und kostet je m³ nur 19,68 R.-M., d. i. 0,73 R.-M./m³ weniger.

Man sieht aus dieser Gegenüberstellung deutlich, daß die Berücksichtigung der Erhärtungszeit Vorteile bietet, und daß die Festigkeitstabelle dabei gute Dienste leistet.

Zieht man aus dem Vorstehenden die Schlußfolgerungen, so ergibt sich:

1. Es gibt Fälle, in denen es möglich ist, die Wahl des Betonmischungsverhältnisses so zu treffen, daß sich die Festigkeitszunahme des Betons der Zunahme der Betonbeanspruchung einigermaßen anpaßt.

2. Wird bei der Auswahl des Betonmischungsverhältnisses diese Möglichkeit ausgenutzt, so ist damit eine Ersparnis verbunden.

3. Bei der Auswahl der wirtschaftlich richtigen Betonmischung leistet die Zusammenstellung der Festigkeitszunahmen der verschiedenartigen Betonmischungen gute Dienste; es ist daher an der Zeit, durch Ausführung von normenmäßigen Druckversuchen die genauen Werte einer solchen Festigkeitstabelle mit Angabe des Betonpreises und der Beton- und Mörteldichte festzustellen.

4. Der hydraulische Kalk ist ein wohlfeiles Bindemittel zur Erhöhung der Dichtigkeit des Betons.

X. Gußbeton, im besonderen der Zement-Kalk-Traß-Beton als Gußbeton.

Bei fast allen größeren Bauausführungen im Wasserbau wird heutzutage an Stelle des Stampfbetons das Gußbetonverfahren angewendet. Ich erinnere an den Bau der Doppelschleuse in Geestemünde, den Bau der Schleusen in Anderten, in Fürstenberg und an die Schleusenbauten für den Lippe-Seitenkanal. Allenthalben werden mörtelreiche Zement-Traß-Betonmischungen verwendet.

Wenn man bedenkt, daß im Zement-Kalk-Traß-Beton eine so reichliche Menge Kittmasse vorhanden ist und daß dieser kittreiche, sämige Beton billiger erzeugt wird als der Zement-Traß-Beton, wenn man ferner in Betracht zieht, daß der reiche Kalkvorrat in diesem Beton besonders günstig auf die Nacherhärtung und die Nachdichtung einwirkt, und daß

Zusammen

verschiedener Betonmischungsverhältnisse für Zementbeton, Zement-Traß-Beton und Zement-Kalk-Traß-Beton mit Angabe

Zur Beachtung vor dem

Der Zement hat eine normenmäßige Festigkeit von 320 kg/cm² (Wasserlagerung). Der Mörtel aus 1 R.-T. hydr. Kalkpulver + 3 R.-T. Sand hat nach 3 Tagen Luftlagerung und 25 Tagen Wasserlagerung 15 kg/cm² Druckfestigkeit. Der Traß entspricht den Traßnormen. Der Sand ist scharfer Rheinsand, Kies gewöhnlicher Rheinkies.

Mörteldichte = Kittmasse: Hohlräume im Sand,
Betondichte = Mörtelmenge: Hohlräume im Kies.
Der Sand hat 33% Hohlräume.
Der Kies hat 35% Hohlräume.
Die Ausbeute für Zement = 0,48.
„ „ „ hydr. Kalkpulver = 0,28.
„ „ „ Traß = 0,48.
Das Anmachewasser wird ganz auf die Kittmasse angerechnet.

Nummer		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Mischungsverhältnis	Zement		1	1	1	1	1	1	1		1	1	1	1
	hydr. Kalkpulver	1		1,25	2,5	2			1,5	1		1		
	Traß	1,25		2,0	3,5	3	0,5		2,4	1,25	0,75	1,75	1	0,5
	Sand	2,2	4	6,75	8,5	7,5	4	3,5	6,3	1,60	4	5,20	4	3,5
	Kies	3,3	6	10,12	12,75	11,25	6	5,25	9,45	2,40	6	7,80	6	5,25
		..	.	∴	∴	∴	:	.	∴	..	:	∴	:	:
Betonpreis		18,94	19,59	19,67	20,02	20,19	20,30	20,50	20,53	20,56	20,65	20,86	20,99	21,24
Mörteldichte Md.		2,31	1,05	1,70	2,01	1,99	1,30	1,12	1,96	2,96	1,42	1,87	1,55	1,41
Betondichte Bd.		2,74	1,93	2,34	2,54	2,52	2,09	1,97	2,51	3,14	2,16	2,44	2,24	2,16
Mörtelmenge durch Kiesmenge		0,95	0,68	0,83	0,89	0,77	0,73	0,69	0,87	1,1	0,76	0,86	0,79	0,75

Druckfestigkeit

Bemerkung: Die Festigkeitszahlen beruhen auf Schätzung unter Zugrundelegung von Versuchs-

Nach 28 Tagen		33	50	62	56	60	87	64	66	40	90	74	93	99
„ 3 Monaten		54	70	92	86	88	117	85	100	60	120	106	123	129
„ 6 „		69	88	116	110	114	144	103	124	75	150	134	153	162
„ 9 „		76	98	130	124	126	162	113	136	84	168	146	171	180
„ 1 Jahr		80	102	136	130	134	171	119	144	89	177	152	183	189
„ 2 Jahren		85	105	144	136	140	180	123	148	95	189	158	195	195
„ 3 „		90	108	150	142	146	189	124	154	100	201	164	204	204
„ 5 „		100	113	160	154	156	204	135	164	110	219	176	222	219
„ 10 „		120	118	180	174	176	219	145	184	125	234	186	240	234
		Liter	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l
Materialbedarf in 1 je m³ fertig gegossenen Betons	Zement		125,6	67,1	50,9	57,9	120,4	142,0	69,2		118,3	85,0	116,0	135,5
	hydr. Kalkpulver	188,6		83,6	127,2	115,8			103,8	238,0		85,0		
	Traß	235,7		134,2	178,1	173,7	60,2		166,0	297,5	88,7	148,7	116,0	67,7
	Sand	414,9	502,4	452,9	432,6	434,2	481,6	497,0	435,9	380,8	473,2	442,0	464,0	474,2
	Kies	622,3	753,6	679,3	448,9	651,3	722,4	745,5	653,8	571,2	709,8	663,0	696,0	711,3
		kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg
Materialbedarf der Bindemittel in kg/m³ fertig gegossenen Betons	Zement		175,8	93,9	71,3	81,0	168,6	198,8	96,9		165,6	119,0	162,4	189,7
	hydr. Kalkpulver	150,8		66,8	101,8	92,6			83,0	190,4		68,0		
	Traß	235,7		134,2	178,1	173,7	60,2		166,0	297,5	88,7	148,7	116,0	67,7
Gruppe		Kalk-Traß-Beton	C	A	A	A	D	C	A	Kalk-Traß-Beton	D	A	D	D
Verhältnis der Bindemittel zu Sand u. Kies		1 : 2	1 : 8,5	1 : 3,5	1 : 2,5	1 : 2,5	1 : 5,5	1 : 7,5	1 : 2,5	1 : 1,5	1 : 5	1 : 3	1 : 4	1 : 5

Zeichenerklärung: [·] Zementbeton. [:] Zement-Traß-Beton. [∴] Zement-Kalk-Traß-Beton.

ferner Zement-Kalk-Traß-Beton einen verhältnismäßig größeren Wasserzusatz vertragen kann als Zementbeton und Zement-Traß-Beton, so liegt der Schluß nahe, daß der Zement-Kalk-Traß-Beton auch eine geeignete Mischung für Gußbeton sein muß.

In der Abhandlung über das Gußbetonverfahren beim Bau der Doppelschleuse in Geestemünde[18]) wird mitgeteilt, daß in dem Innern des massigen Mauerwerks sehr hohe Temperaturen gemessen wurden; es heißt dort, daß eine geradezu tropische Hitze in den Umläufen festgestellt wurde. Die Ursache dieser starken Temperaturerhöhungen war die Wärmeentwicklung beim Abbinden des verhältnismäßig schnell erhärtenden Zement-Traß-Betons. Es ist klar, daß je schneller und lebhafter der Abbindevorgang verläuft, desto größer die Temperatursteigerung sein muß. Weil die Erwärmung der ganzen Betonmasse keine gleichmäßige ist — sie nimmt von innen nach außen ab — ist auch die Dehnung und die Zusammenziehung des Betons an den verschiedenen Stellen verschieden. Daß mit diesem Umstande das Auftreten innerer Spannungen ursächlich verbunden ist, ist sicher. Nicht ausgeschlossen ist, daß die inneren Spannungen sich durch Bildung von Spannungsrissen auslösen. Weil nun der Zement-Kalk-Traß-Beton weniger schnell abbindet und demzufolge auch weniger große Temperaturerhöhungen im Innern der Mauern während des Abbindevorganges auftreten können, dürfte der Schluß zu ziehen sein, daß die Neigung zur Bildung von Spannungsrissen bei Verwendung von Zement-Kalk-Traß-Beton weniger gegeben ist als bei Verwendung von Zement-Traß-Beton. Dieser Vorzug des Zement-Kalk-Traß-Betons läßt ihn für die Verwendung zu massivem Gußbetonmauerwerk geeignet erscheinen, und es wäre daher ratsam, Versuche mit Zement-Kalk-Traß-Beton für massive Gußbetonbauten auszuführen. Beim Bau der Schleusen des Rhein-Herne-Kanals sind die dichten Eisenroste in weichen Zement-Kalk-Traß-Beton eingebettet worden, und dieser Weichbeton hat die Festigkeitsprobe bei dem Absinken der beiden Schleusen IV durch Bodensenkungen um 1,00 m glänzend bestanden. Der gießfähige Zement-Kalk-Traß-Beton dürfte demnach die gleichen Eigenschaften haben.

Um über die anwendbaren, gießfähigen Betonmischungen aus Zementbeton, Zement-Traß-Beton und Zement-Kalk-Traß-Beton einen Überblick und eine Vergleichsmöglichkeit zu erhalten, habe ich eine Übersicht über die verschiedenen gießfähigen Betonmischungen mit Angabe des Betonpreises, der Mörteldichte, der Betondichte und des Materialverbrauches

[18]) Zentralbl. d. Bauverw., 44. Jahrg., Nr. 38 bis 41.

stellung

der Betonfestigkeit für verschiedene Erhärtungszeiten, des Betonpreises, der Dichtigkeit und des Materialbedarfes.
Gebrauch der Zahlenwerte:

Der Preisberechnung liegen folgende Preise zugrunde:

Es kostet 1 m³	= 1400 kg Zement		= 63,00 R.-M.
„ „ 1 „	= 800 „	hydr. Kalkpulver	= 18,00 „
„ „ 1 „	= 1000 „	Traß	= 25,00 „
„ „ 1 „	Sand		= 10,50 „
„ „ 1 „	Kies		= 8,50 „

Materialbedarfsberechnung.

Beispiel für den Zement-Kalk-Traß-Beton: 1 : 2,5 : 3,5 : 8,5 : 12,75.
Berechnung der Betonmasse: $[(1 \cdot 0{,}48 + 2{,}5 \cdot 0{,}28 + 3{,}5 \cdot 0{,}48 + 8{,}5 \cdot 0{,}67) + (15{,}5 \cdot 0{,}18) + 12{,}75] - 12{,}75 \cdot 0{,}35 = 19{,}63$ m³.

In 19,63 m³ Beton sind enthalten					1000 l Zement
„ 1 „ „ „ „					50,9 l Zement
„ 1 „ „ „ „				2,5 · 50,9 =	127,2 l Kalkp.
„ 1 „ „ „ „				3,5 · 50,9 =	178,1 l Traß
usw.					

Die Mischungen 1 bis 34 eignen sich als **Gußbeton.** Das Verhältnis von Kies zu Sand ist bei allen Mischungen **1 : 1½.**

14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,5	2,5		2		1,5	1	0,5													
1,13	3,88		3,25	0,75	2,63	2	1,38	0,5	0,6	0,75	0,5		0,5			0,5		0,5		0,5
4,10	7,0	3	6,2	3,5	5,40	4,6	3,8	3	3	3	2,75	2,5	2,5	2,25	2	2	1,8	1,8	1,6	1,6
6,15	10,50	4,5	9,3	5,25	8,10	6,90	5,70	4,5	4,5	4,5	4,13	3,75	3,75	3,37	3	3	2,7	2,7	2,4	2,4
∴	∴	·	∴	⁝	∴	∴	∴	⁝	⁝	⁝	⁝	·	⁝	·	·	⁝	·	⁝	·	⁝
21,42	21,42	21,61	21,62	21,65	21,71	21,90	22,31	22,45	22,59	22,83	23,20	23,21	24,10	24,26	25,38	26,29	26,54	27,41	27,98	28,82
1,75	2,43	1,21	2,37	1,55	2,28	2,15	1,98	1,55	1,62	1,71	1,62	1,35	1,76	1,43	1,54	2,04	1,66	2,22	1,79	2,41
2,38	2,81	2,04	2,76	2,25	2,71	2,63	2,52	2,25	2,29	2,35	2,30	2,12	2,37	2,17	2,24	2,56	2,33	2,68	2,40	2,79
0,83	0,98	0,71	0,97	0,78	0,95	0,92	0,88	0,79	0,80	0,82	0,80	0,74	0,83	0,76	0,79	0,89	0,81	0,93	0,84	0,98

in kg/cm²

ergebnissen, die zum Teil aus eigener Praxis stammen, zum Teil aus der Literatur entnommen sind.

84	64	70	70	101	82	86	100	120	123	126	135	93	144	100	110	180	122	192	135	222
118	96	95	104	132	112	126	140	165	174	180	189	128	198	135	145	234	157	249	169	273
146	120	118	130	165	140	154	168	198	210	213	224	150	234	158	167	267	184	282	191	306
160	134	128	144	183	154	166	184	216	228	234	242	162	249	172	180	286	194	303	203	324
166	140	134	150	195	160	172	192	228	237	243	257	169	258	179	188	297	199	315	208	336
174	146	138	156	204	166	178	198	237	243	252	263	173	273	183	193	306	202	324	212	342
184	154	140	160	213	172	184	204	240	246	255	270	175	285	185	195	315	205	330	216	348
200	166	145	174	234	182	194	214	246	258	264	282	180	300	190	200	324	215	345	226	361
210	180	148	186	247	194	206	224	258	264	270	288	183	306	195	205	330	220	351	231	369
l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l	l
109,8	58,3	162,8	66,4	132,6	77,2	92,2	114,5	154,5	152,9	150,8	166,3	191,5	180,0	210,5	232,0	215,5	253,1	233,6	279,3	255,7
54,9	145,7		132,8		115,8	92,2	57,3													
124,0	266,2		215,8	99,4	203,0	184,4	157,0	77,3	91,7	113,1	83,2		90,0			107,7		116,8		127,8
450,1	408,1	488,4	411,6	464,1	416,8	424,1	435,1	463,5	458,7	452,4	457,3	478,7	450,0	473,6	464,0	431,0	455,6	420,5	446,9	409,1
675,1	612,1	732,6	617,4	696,1	625,2	636,1	652,0	695,2	688,0	678,6	686,0	718,1	675,0	710,4	696,0	646,0	683,3	630,8	670,4	613,6
kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg
153,7	81,6	227,9	92,9	185,6	108,0	129,0	160,3	216,3	214,0	211,1	232,8	268,1	252,0	294,7	324,8	301,7	354,3	327,0	391,0	357,9
43,9	116,5		106,2		92,6	73,7	45,8													
124,0	266,5		215,8	99,4	203,0	184,4	157,0	77,3	91,7	113,1	83,2		90,0			107,7		116,8		127,8
A	B	C	B	D	B	B	B	D	D	D	D	C	D	C	C	D	C	D	C	D
1 : 3,5	1 : 2	1 : 6,5	1 : 2	1 : 4,5	1 : 2	1 : 2,5	1 : 3	1 : 4	1 : 4	1 : 3,5	1 : 4	1 : 5,5	1 : 3,5	1 : 5	1 : 4,5	1 : 3	1 : 4	1 : 2,5	1 : 3,5	1 : 2,5

·· Kalk-Traß-Beton. Mörteldichte größer als 1,70. Betondichte gleich oder größer als 1,75.

je m³ zusammengestellt. Für die Zuschlagstoffe Sand und Kies ist das Mischungsverhältnis 1 : 1,5 gewählt worden, also nicht wie für Stampfbeton das Verhältnis 1 : 2. Die Zusammenstellung enthält u. a. eine Spalte, aus der der Quotient Mörtelmenge zu Kiesmenge entnommen werden kann (vergl. oben).

An Hand dieser Zusammenstellung kann man sich somit ohne weiteres Gewißheit verschaffen über die Mörteldichte, die Betondichte, die Gießfähigkeit, den Materialverbrauch je m³ und auch über den Preis je m³ dieser Gußbetonmischungen. Bei der Wahl der zweckmäßigsten und wirtschaftlich günstigsten Gußbetonmischung wird diese Tabelle gute Dienste leisten können. Die durch den doppelt ausgezogenen Strich gekennzeichneten Mischungen werden als zuverlässig dicht besonders empfohlen. Sie besitzen eine Mörteldichte über 1,70 und eine Betondichte über 2,30. Das Verhältnis von Mörtelmenge zur Kiesmenge ist größer als 0,80, d. h. die Gießfähigkeit wird bei richtigem Wasserzusatz eine gute sein. Bei den Betonmischungen der Gruppe B bewegt sich diese Verhältniszahl zwischen 0,89 und 1,01. Es sind das die in der Zusammenstellung S. 583 mit den Nummern 15, 17, 19, 20 und 21 bezeichneten Zement-Kalk-Traß-Betonmischungen.

Was nach den bisherigen Erfahrungen bei der Herstellung von Gußbeton besonders zu beachten ist, soll im nachfolgenden angedeutet werden:

1. Schalung standsicher abstützen bezw. durch Zugstangen abfangen; dabei die Erhärtungsdauer des Betons berücksichtigen.

2. Zuschlagstoffe rein, scharfkantig und in möglichst vielen Korngrößen (38 bis 40% Sand + 60 bis 62% Kies). Kolloidartige Verunreinigungen im Kies und im Sande beeinträchtigen die Festigkeitsentwicklung in gefahrvoller Weise.

3. Gleichmäßigkeit des Mischungsverhältnisses erstreben durch Zusetzen von Kies oder Sand je nach Bedarf; getrenntes Aufgeben von Kies und Sand in abgemessenen Mengen ist zur Erzielung der Gleichmäßigkeit der Mischungen sehr zu empfehlen.

4. Bindemittel selbsttätig abwiegen und trocken vormischen.

5. Mischung mörtelreich; je größer der Zementzusatz, desto größer die Gefahr der Rissebildung.

6. Wasserzusatz nicht größer als unbedingt notwendig, um eben die Gießfähigkeit zu erreichen; Witterungswechsel ist zu berücksichtigen.

7. Mischen in Maschinen mindestens 1½ bis 2 Minuten, und zwar zunächst Bindemittel und Sand trocken mischen, dann erst Wasser setzen, zuletzt den Mörtel mit dem Kies mischen.

Vergleich der Druckfestigkeit von Gußbeton und Stampfbeton.

Gruppe	Mischungsverhältnis nach Raumteilen: Zement	Traß	Sand	Kies	Schotter	Steinsplitt	g = gießfähig, e = erdfeucht, w = weich	Zement-Wasserfaktor	Druckfestigkeit kg/cm²*): 28 Tage alt f	28 Tage alt F	180 Tage alt f	180 Tage alt F	Verhältnis f:F	Bemerkungen: *) Gemessen an normenmäßigen Probewürfeln.
I	1	—	2,0	3,0	—	—	g	0,71	154	—	—	—	0,50	Quellenangabe: Der Aufbau des Mörtels im Beton von Otto Graf, S. 30 bis 32. Verlag von Julius Springer.
	1	—	2,0	3,0	—	—	e	0,55	—	307	—	—		
II	1	—	2,4	2,4	1,8	—	g	1,07	92	—	—	—	0,30	
	1	—	2,4	2,4	1,8	—	e	0,50	—	303	—	—		
			Kies + Sand											
III	1	—	1,2		—	1,8	g	1,07	205	—	—	—	0,61	
	1	—	1,2		—	1,8	e	0,40	—	334	—	—		
IV	1	—	1,1		—	1,9	g	0,61	210	—	—	—	0,66	
	1	—	1,1		—	1.9	e	0,36	—	316	—	—		
V	1	0,33	3,5		—	1,5	w	0,55	209	—	—	—	—	
VI	1	—	5,0		—	—	g	0,60	62	—	—	—	0,34	
	1	—	5,0		—	—	e	0,40	—	181	—	—		
VII	1	0,33	5,0		—	—	g	0,63	65	—	—	—	0,65	
	1	0,33	5,0		—	—	e	0,42	—	101	—	—		
VIII	1	—	6,0		—	—	g	0,70	51	—	—	—	0,35	
	1	—	6,0		—	—	e	0,46	—	147	—	—		
IX	1	0,33	6,0		—	—	g	0,73	48	—	—	—	0,55	Praktische Versuche zur Feststellung der Festigkeit und Wasserundurchlässigkeit des Betons für den Schleusenbau Anderten von Reg.-Baurat Schonk und Reg.-Baurat Maaske; „Die Bautechnik" 1926, Heft 13, S. 187.
	1	0,33	6,0		—	—	e	0,49	—	88	—	—		
X	1	—	7,0		—	—	g	0,80	42	—	—	—	0,34	
	1	—	7,0		—	—	e	0,53	—	125	—	—		
XI	1	0,33	7,0		—	—	g	0,83	46	—	—	—	0,60	
	1	0,33	7,0		—	—	e	0,56	—	77	—	—		
XII	1	—	8,0		—	—	g	0,90	36	—	—	—	0,31	
	1	—	8,0		—	—	e	0,60	—	118	—	—		
XIII	1	0,33	8,0		—	—	g	0,93	27	—	—	—	0,45	
	1	0,33	8,0		—	—	e	0,62	—	60	—	—		
XIV	1	—	3,5		—	—	g	0,45	108	—	—	—	0,35	
	1	—	3,5		—	—	e	0,30	—	308	—	—		
XV	1	0,50	5,0		—	—	g	0,64	—	—	238	—	0,70	Das Gußbetonverfahren beim Bau der Doppelschleuse in Geestemünde von Reg.-Baurat Arp und Reg.-Baurat Gaye; Zentralbl. d. Bauverw. 1924, Nr. 40, S. 350.
	1	0,50	5,0		—	—	e	0,43	—	—	—	325		

8. Gußbeton ist nur durch die Gießrinne zu fördern, nicht in Kübeln, in denen er sich entmischt.

9. Während des Gießens ist der Gußbeton mit Eisen gehörig zu stochern, damit das überschüssige Wasser und die mitgerissene Luft nach oben entweichen können, insbesondere zwischen den Eiseneinlagen und an der Schalung. Das überschüssige, vom Beton abgesonderte Wasser muß durch die Schalung abfließen können.

10. Stärke der zu gießenden Lage: 2 bis 4 m.

11. Ohne Unterbrechung gießen, jedoch ohne die Stand- und Bruchsicherheit der Schalung zu gefährden; wo eine Unterbrechung eintreten muß, ist der ältere Beton vor dem Aufgießen des neuen von Zementschlamm sorgfältig zu reinigen und mit Spitzeisen aufzurauhen. Das Aufgießen einer Mörtelschicht vor dem Weiterbetonieren ist sehr zu empfehlen. Dieser Mörtel soll die gleiche Zusammensetzung haben wie der Mörtel des Gußbetons. Durch kreuz und quer anzuordnende, dübelartige und rinnenförmige Aussparungen in der jeweiligen oberen Schicht einer jeden Lage ist eine bessere Verbindung der Lagen untereinander anzustreben.

12. Der frische Beton ist vor Frost und Sonnenbestrahlung zu schützen und für die ersten 20 Tage feucht zu halten.

13. Probekörper gleichzeitig herstellen, das Abbinden und den Erhärtungsfortschritt beobachten. Die Probewürfel 30×30 geben zuverlässigere Festigkeitswerte als die Würfel 20×20, weil ein zufällig geringer Überschuß an Kieseln bei den kleineren Würfeln eine erhebliche Verringerung der Festigkeitszahl verursacht.

14. Ausrüstung erst dann vornehmen, wenn nach der Beobachtung der Probewürfel genügende Erhärtung eingetreten ist.

15. Je stärker der Gießturm gebaut ist, desto größer ist die mögliche und zulässige Fahrgeschwindigkeit und desto größer die Leistungsfähigkeit der Gießanlage.

Der günstigste Querschnitt der Gießrinne ist abhängig von der Leistung und dem Fassungsvermögen der Mischtrommel. Die Gießrinne muß zur Erzielung eines guten Betons und einer guten Leistung standhaft und doch leicht beweglich sein.

Der freie Fall des Gußbetons ist in Hinsicht auf die Entmischung weniger von Belang als das Fallen auf eine schräg zur Fallrichtung geneigte Fläche; am wenigsten entmischt sich der Gußbeton, wenn er senkrecht in die weiche Gußmasse hineinfallen kann.

16. Entstehen Risse (Schwind- oder Temperaturrisse), so treten sie meist senkrecht zu den größten Kantenlängen auf. Je nachdem lotrechte Risse weniger schädlich sind als wagerechte oder umgekehrt, empfiehlt es sich, die Baublocklänge hiernach vorsorglich zu bemessen. Die Baublöcke sind tunlichst nicht zu lang zu wählen, nicht mehr als 20 bis 30 m.

Der Gußbeton hat eine geringere Festigkeit als der Stampfbeton im gleichen Mischungsverhältnis. Die Festigkeitsverringerung ist abhängig von der Größe des Wasserzusatzes bezw. von dem Zementwasserfaktor, der ausgedrückt wird durch den Quotienten Gewicht des Wassergehaltes durch Gewicht des Zementes. Je niedriger dieser Wert ist, desto größer ist die Festigkeit.

Es interessiert nun zu wissen, ob ein bestimmtes Verhältnis zwischen der Festigkeit des Gußbetons und der Festigkeit des Stampfbetons gleicher Mischung besteht, und wie groß diese Verhältniszahl ist. Um hierüber Aufschluß zu erhalten, habe ich an Hand der Literatur einen Vergleich der Festigkeiten von verschiedenen Gußbeton- und Stampfbetonmischungen aufgestellt; die Quellen für diese Festigkeitszahlen sind in der Zusammenstellung angegeben; vergl. oben.

Aus dieser Zusammenstellung ist folgendes zu entnehmen:

1. Das Verhältnis $\frac{f}{F} = \frac{\text{Festigkeit des Gußbetons}}{\text{Festigkeit des Stampfbetons}}$ liegt zwischen den Grenzen 0,30 und 0,70.

2. Das Verhältnis $\frac{f}{F}$ liegt für Betonmischungen aus Zement, Traß, Sand und Kies zwischen den Grenzwerten 0,45 und 0,70; vergl. Gruppe VII, IX, XI, XIII und XV.

3. Das Verhältnis $\frac{f}{F}$ liegt für Betonmischungen aus Zement, Sand und Kies zwischen 0,30 und 0,50; vergl. Gruppe I, VI, VIII, X, XII und XIV.

Unterschied in den Materialkosten für Gußbeton und Stampfbeton.

Gruppe	Laufende Nr.	G = Gußbeton	St = Stampfbeton	Mischungsverhältnis nach Raumteilen: Zement	hydr. Kalkpulver	Traß	Sand	Kies	Mörteldichte	Betondichte	Druckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen kg/cm²	180 Tagen kg/cm²	Materialpreis für 1 m³ Beton R.-M.	Unterschied in den Materialkosten für 1 m³ R.-M.	Bemerkungen
a	1	G		1	1,25	2,00	6,75	10,20	1,70	2,34	58	109	19,67	0,87	Nr. 2 ist der Zement-Kalk-Traß-Stampfbeton für die Schleusen des Rhein-Herne-Kanals.
	2		St	1	1,25	2,00	6,75	13,30	1,70	1,76	93	175	18,80		
b	3	G		1	—	0,50	4,00	6,00	1,30	2,09	71	120	20,30	0,98	Nr. 3 ist der Gußbeton für die Kammermauern des Wesel-Datteln-Kanals.
	4		St	1	—	0,50	4,00	8,00	1,30	1,57	115	193	19,32		
c	5	G		1	1,00	2,00	4,60	6,90	2,15	2,63	81	143	21,90	1,05	Nr. 6 ist ein vorzüglicher Zement-Kalk-Traß-Beton. Nr. 5 desgleichen.
	6		St	1	1,00	2,00	4,60	9,20	2,15	1,97	130	230	20,85		
d	7	G		1	—	0,60	3,00	4,50	1,62	2,29	102	194	22,59	1,23	Nr. 7 ist der Gußbeton für die Häupter der Schleusen des Wesel-Datteln-Kanals.[1])
	8		St	1	—	0,60	3,00	6,00	1,62	1,72	165	279	21,36		
e	9	G		1	—	0,50	2,50	3,75	1,76	2,37	118	192	24,10	1,42	Nr. 9 Eisenbetonmischung.
	10		St	1	—	0,50	2,50	5,00	1,76	1,77	190	310	22,68		Nr. 10 Eisenbetonmischung.
f	3	G		1	—	0,50	4,00	6,00	1,30	1,76	71	120	20,30	1,50	Nr. 3 Schleusen des Wesel-Datteln-Kanals.
	2		St	1	1,25	2,00	6,75	13,50	1,70	1,76	93	175	18,80		Nr. 2 Schleusen des Rhein-Herne-Kanals.
g	11	G		1	—	0,50	2,00	3,00	2,04	2,56	149	220	26,29	1,64	Nr. 11 Eisenbetonmischung.
	12		St	1	—	0,50	2,00	4,00	2,04	1,92	240	355	24,65		Nr. 12 Eisenbetonmischung.
h	7	G		1	—	0,60	3,00	4,50	1,62	2,29	102	194	22,59	1,74	Nr. 6 und Nr. 7 siehe oben.
	6		St	1	1,00	2,00	4,60	9,20	2,15	1,97	130	230	20,85		
i	13	G		1	—	—	1,60	2,40	1,79	2,40	108	237	27,98	1,89	
	14		St	1	—	—	1,60	3,20	1,79	1,80	270	382	26,09		
k	9	G		1	—	0,50	2,50	3,75	1,76	2,37	118	192	24,10	3,25	
	6		St	1	1,00	2,00	4,00	9,20	2,15	1,97	130	230	20,85		
l	7	G		1	—	0,60	3,00	4,50	1,62	2,29	102	194	22,59	3,79	Nr. 7 und Nr. 2 siehe oben.
	2		St	1	1,25	2,00	6,75	13,50	1,70	1,76	93	175	18,80		
m	11	G		1	—	0,50	2,00	3,00	2,04	2,56	149	220	26,29	5,44	Nr. 11 ist der Gußbeton für die Schleuse Anderten und für die Doppelschleuse in Geestemünde.
	6		St	1	1,00	2,00	4,60	9,20	2,15	1,97	130	230	20,85		Nr. 6 siehe oben.

[1]) Nach Baertz, „Vom Kanal Wesel—Datteln und dem Bau seiner Schleusen in Gußbeton." Wasser- u. Wegebau-Ztschr. 1926, Heft 4.

4. Durch Zusatz von Traß wird das Verhältnis $\frac{J}{F}$ zugunsten des Gußbetons wesentlich verbessert.

5. Das Verhältnis $\frac{f}{F}$ wird ferner zugunsten des Gußbetons günstig beeinflußt, wenn in dem reinen Zementbeton ein Teil des Kieses durch Steinsplitt ersetzt wird; vergl. Gruppe III und IV, wo $\frac{f}{F} = 0{,}61$ bezw. $= 0{,}66$ ist gegen 0,30 bis 0,50.

Die erdfeuchte Stampfbetonmischung 1 Zement : 5 Kiessand hat bei einem Zementwasserfaktor von nur 0,40 eine Festigkeit von 181 kg/cm², vergl. Gruppe VI; die weiche Betonmischung 1 Zement : 0,33 Traß : 5 (Kiessand + Steinsplitt) hat eine Festigkeit von 209 kg/cm² ergeben bei dem ungünstigeren Zementwasserfaktor $w = 0{,}55$, vergl. Gruppe V; daraus ist zu folgern:

6. Durch Zusatz von Traß und Steinsplitt erreicht der Gußbeton eine Festigkeit, die der des Stampfbetons nicht nachsteht.

Beim Bau der Schleuse Anderten hat man diese Erkenntnis voll ausgewertet; vergl. „Die Bautechnik" 1926, S. 188.

Bei dem Betonieren der Schleusen des Lippe-Seitenkanales (Strecke Wesel—Datteln) hat sich herausgestellt, daß das trockene Mischen der Bindemittel (Zement und Traß) die Festigkeit des Gußbetons sehr günstig beeinflußt. Das Verhältnis der Festigkeitszahlen dieses Gußbetons zu denjenigen von gewöhnlichem Stampfbeton gleicher Mischung ist durch diese Vervollkommnung des Mischvorganges noch günstiger als 0,70.

Was die Wirtschaftlichkeit des Gußbetons anbelangt, so ist zu beachten, daß die Gußbetonmischungen mörtelreicher sein müssen als die Stampfbetonmischungen, und daß daher der Gußbeton mehr Bindemittel verlangt als der Stampfbeton, und daß demgemäß der Gußbeton nur dann billiger wird als der Stampfbeton, wenn die Mehraufwendung für den größeren Verbrauch von Bindemitteln kleiner ist als der Unterschied zwischen den teureren Herstellungskosten für Stampfbeton und den billigeren Herstellungskosten für Gußbeton, sofern der etwaige Zeitgewinn bei dem Gußbetonverfahren nicht auch in die Wagschale zu werfen ist zugunsten des Gußbetons.

Um die maßgebenden Unterschiede in den Materialkosten für Gußbeton und Stampfbeton zahlenmäßig zu bringen, wird nachstehend eine vergleichende Zusammenstellung gegeben; zum Vergleich sind herangezogen Zementbeton-, Zement-Traß-Beton- und Zement-Kalk-Traß-Betonmischungen; dabei ist der Kieszuschlag für die mörtelreichere Gußbetonmischung gleich dem $1^1/_2$fachen des Sandzusatzes und für die entsprechenden Stampfbetonmischungen gleich dem 2fachen des Sandzusatzes in Ansatz gebracht. Weil außer den Materialkosten auch die Dichtigkeit und die Festigkeit bei dem Vergleich der verschiedenen Mischungen mit von ausschlaggebender Bedeutung sind, enthält die Zusammenstellung die notwendigen Angaben über Mörteldichte, Betondichte und über die Festigkeit des Betons nach 28 Tagen und nach 6 Monaten (vergl. oben).

Nach dieser Zusammenstellung bewegt sich der Unterschied in den Materialkosten zwischen 0,87 und 5,44 R.-M. Der starke Unterschied von 5,44 R.-M. in den Materialkosten ergibt sich bei dem Vergleich der wohlfeilen wasserundurchlässigen Zement-Kalk-Traß-Stampfbetonmischung 1 : 1 : 2 : 4,6 : 9,2 mit der Zement-Traß-Betonmischung 1 : 0,5 : 2 : 3.

Die letztere Betonmischung entspricht der wichtigsten Betonmischung für den Bau der Schleuse Anderten und derjenigen der Doppelschleuse in Geestemünde.

Der Kostenunterschied in Höhe von 1,74 R.-M./m³ ergibt sich aus der Gegenüberstellung der Gußbetonmischung 1 : 0,5 : 3 : 4,5, wie sie für die Häupter der Schleusen des Wesel-Datteln-Kanals Anwendung findet, mit dem Zement-Kalk-Traß-Stampfbeton 1 : 1 : 2 : 4,6 : 9,2, der in den vorhergehenden Kapiteln auch wegen seiner großen Festigkeit besonders empfohlen wurde.

Nach Gruppe *f* ist der Unterschied in den Materialkosten zwischen dem Gußbeton für die Kammermauern der Schleusen des Kanals Wesel—Datteln und dem Stampfbeton der Schleusen des Rhein-Herne-Kanals 1,50 R.-M./m³.

Bei der Ausschreibung der Schleusen des Wesel-Datteln-Kanals wurden bereits Preise erzielt, die etwa 1,20 R.-M. niedriger lagen als der entsprechende Einheitspreis für die Herstellung von Stampfbeton, d. h.

der fertige Gußbeton ist zurzeit noch etwas teurer als der fertige Stampfbeton.

Wenn zur Entscheidung steht, ob Stampfbeton oder Gußbeton für Massenbau zur Anwendung kommt, ist es aus wirtschaftlichen Gründen geboten, außer dem Preisunterschied für die Herstellung des Betons auch den Kostenunterschied für die verschiedene Materialaufwendung für Gußbeton und Stampfbeton in die Wagschale zu werfen.

Wenn erst das Gußbetonverfahren mehr eingebürgert ist, und wenn das dazu erforderliche Gerät nicht mehr mit hoher Abschreibung in die Kalkulation des Unternehmers eingesetzt zu werden braucht, wenn ferner wegen des teuren Lehrgeldes ein hoher Unkostensatz nicht mehr in Ansatz gebracht zu werden braucht, dann werden die Preisunterschiede für die Herstellung von Gußbeton und Stampfbeton größer werden, als sie es zurzeit noch sind, d. h. dann wird der fertige Gußbeton billiger sein als der fertige Stampfbeton.

Es ist daher zu begrüßen, daß das Gußbetonverfahren heute allenthalben gefördert wird, um weitere Erfahrungen auf diesem vielversprechenden Gebiete zu sammeln. Gestützt auf diese Erfahrungen werden sich durch die Anwendung des Gußbetons an Stelle von Stampfbeton sicherlich erhebliche Ersparnisse und auch andere beachtenswerte Vorteile erzielen lassen. So z. B. wird die Abkürzung der Bauzeit bei Anwendung des Gußbetonverfahrens gerade im Wasserbau mit Rücksicht auf die Verkürzung der kostspieligen Wasserhaltung die Möglichkeit bieten, an Zeit und Geld beträchtlich zu sparen, und weil erfahrungsgemäß die fetteren Gußbetonmischungen wasserundurchlässig sind, wird dem für Wasserbauwerke so wichtigen Grundsatz:

„Dichtigkeit geht über Festigkeit“

bestens entsprochen, wenn das Gußbetonverfahren im Wasserbau allgemein angewendet wird.

Bezüglich des Zement-Kalk-Traß-Betons könnte eingewendet werden, daß die Zusammenmischung von Zement, Traß und Kalk umständlich und auch unsicher sei. Hiergegen muß gesagt werden, daß das Abmessen der Bindemittel sich heute selbstätig vollzieht; Arbeitskräfte werden hierfür nur in geringer Anzahl benötigt. Das Vormischen der Bindemittel hat sich als außerordentlich günstig erwiesen und wird für die Folge bei größeren Bauten wohl nie mehr unterlassen werden. Die deshalb nun doch einmal in Kauf zu nehmenden Kosten für das mechanische Vormischen von Zement und Traß können nur unwesentlich höher werden, wenn Zement, Traß und Kalkpulver, also drei Stoffe statt zwei, vorgemischt werden; denn die Mischung der drei Stoffe kann in ein und derselben Vormischmaschine geschehen, und das mechanische Abwägen und Einfüllen in die Vormischmaschine erfordert nur eine einmalige, wenig Kosten verursachende Meßeinrichtung mehr; die erwiesene Genauigkeit und Zuverlässigkeit des mechanischen Abwägens und Vormischens schließt jede Unsicherheit aus.

Unrichtig wäre es also, wenn behauptet werden sollte, daß die Mischung von Zement, Traß und Kalkpulver umständlich und unsicher sei.

Die vom Deutschen Traßbund konstruierte Vormischmaschine Trassia, die mir vorgeführt wurde, mischt je nach der Größe bis zu 10 t/Std. Zement, Traß und Kalkpulver mit sehr geringem Energieaufwande (bis zu 3 PS) — also sehr billig — so vollkommen und innig, daß die Trassia als eine zuverlässige, einfache Vormischanlage zu empfehlen ist.

Durch Zusatz von Kalk und Traß zum Zementbeton dürften wir zu einem Gußbeton gelangen, der wegen seiner sämigen Beschaffenheit eine vorzügliche Gießfähigkeit besitzt, der dicht bezw. wasserundurchlässig ist, in dem ferner durch hohe Temperatur hervorgerufene Spannungsrisse nicht auftreten und dessen Verwendung wegen seines billigen Materialpreises in wirtschaftlicher Hinsicht von großem Nutzen sein wird.

INHALT: Die Erneuerung der Ostbahnbrücken über Oder und Warthe bei Cüstrin. — Die Erdbebensicherheit von Ingenieurbauten. — Die Festigkeitsberechnung der neuen Pregelbrücke in Königsberg (Pr.). — Zweckmäßige und wirtschaftliche Betonmischungen für Wasserbauten, im besonderen der Zement-Kalk-Traß-Beton.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 9. September 1927 Heft 40

Bücherschau.

Bemessungsverfahren. Zahlentafeln und Zahlenbeispiele zu den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925. Von Prof. B. Löser. 2. Auflage. 168 S. mit 160 Abb. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 6,— R.-M., geb. 6,90 R.-M.

Schon nach kaum zwei Jahren wurde eine neue Auflage des vorliegenden Werkes erforderlich. Die in der Zwischenzeit gewonnenen Erfahrungen und Anregungen haben zu einer völligen Neubearbeitung geführt, bei der auch eine übersichtlichere Einteilung des Stoffes gewählt worden ist.

So wurden im I. Abschnitt die Angaben, die äußere Kräfte betreffen, zusammengefaßt und erweitert sowie für Erd- und Silodrücke ergänzt. — Der II. Abschnitt enthält Stützen mit mittiger Belastung. Hierbei wurden die Bemessungsverfahren für umschnürte Säulen neu aufgebaut und vereinfacht. Dazu ist die zulässige Belastung P in die drei Teilbeträge aus dem umschnürten Betonkern, den Längseisen und den Umschnürungseisen zerlegt. — Im Abschnitt III findet sich die Querschnittsbemessung für reine Biegung. Hier sind neue Tafeln für $\sigma_e = 0{,}800$ t/cm² und 1,500 t/cm² bei einfacher Bewehrung sowie solche für doppelt bewehrte Rechteckquerschnitte hinzugekommen. — Abschnitt IV, Querschnittsermittlung für Biegung und Längskraft, ist durch Angaben für Silo- und Behälterwände nebst zugehörigen Zahlentafeln erweitert worden. — Die im Abschnitt V behandelte Schubsicherung ist nicht mehr von der schiefen Zugkraft, sondern von der Schubkraft in der Nullschicht abgeleitet, wodurch sich eine Vereinfachung des Rechnungsverfahrens erzielen läßt. Dabei wurden durchlaufende Balken über gleich großen Öffnungen und mit gleicher Einheitsbelastung q besonders behandelt. — Im Abschnitt VI, Deckenplatten, ist die Darstellung der kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten zugunsten der Klarheit gekürzt worden. — Angaben über Pilzdecken im VII. Abschnitt blieben der 1. Auflage gegenüber fast unverändert; dagegen hat die Spannungsprüfung bei gegebenen Abmessungen im Abschnitt VIII eine wesentliche Erweiterung erfahren. — Die 38 ausführlichen Zahlenbeispiele sind nunmehr im Abschnitt IX zusammengefaßt, wodurch eine größere Übersichtlichkeit erreicht wurde. — Am Schlusse finden sich sechs Tafeln für Rundeisenquerschnitte usw.

Das Werk, das durchaus die Bedürfnisse der Praxis berücksichtigt, bietet insbesondere dem entwerfenden Eisenbeton-Ingenieur eine Fülle von Anregungen, selbst wenn er die hier gegebenen Verfahren und Zahlentafeln nicht unmittelbar verwenden will. Die vor allem im Abschnitt Biegung enthaltenen, auf t/cm² bezogenen Angaben sind allerdings zuweilen ungewohnt; ihre Beziehung auf die sonst übliche Form kg/cm² dürfte auch kein Mehr an Rechen- und Schreibarbeit erfordern. — Zweckmäßig sind die kurzen Auszüge aus den amtlichen Bestimmungen, die den einzelnen Abschnitten vorangehen. Einige Quellenangaben und Hinweise auf das einschlägige Schrifttum wären jedoch noch erwünscht.

Auch die vorliegende 2. Auflage des bereits bekannten Buches kann zur Anschaffung bestens empfohlen werden. Dr.-Ing. Roll.

Das Kembser Kraftwerk vor dem französischen Parlament. Von Jean Rich. Frey. Basel. Verein für die Schiffahrt auf dem Oberrhein. Preis 1,2 Frank.

In diesem Sonderdruck aus „Schweiz. Monatshefte f. Politik u. Kultur" 1927, Heft 2, Mai, macht der Verfasser bedeutsame Mitteilungen über die Verhandlungen betr. die Konzession für das Rheinkraftwerk Kembs in dem französischen Parlament, und zwar auf Grund der stenographischen Verhandlungsberichte.

Was der Abgeordnete Margaine gegen den vorliegenden Entwurf eines Seitenkanals angeführt hat, ist zwar nicht neu, aber höchster Beachtung wert. Er wendet sich mit guter Begründung gegen die Regulierung des Rheins oberhalb Straßburg, weil der Strom auf dieser Strecke ein zu starkes Gefälle aufweist, und weil sein Bett noch nicht in einen ausreichenden Gleichgewichtszustand gekommen ist. Auch gegen den Seitenkanal führt er gewichtige Bedenken an: um der Versickerung des Wassers in dem kiesigen Untergrunde vorzubeugen, müsse das ganze Kanalbett ausbetoniert werden; diese Betonschicht mit einer scharfen Kiesdecke zu versehen, sei unerläßlich, damit die Schiffe Anker werfen können; es sei notwendig, den Kanal- und Schleusenbetrieb Tag und Nacht und sogar an den Sonn- und Feiertagen aufrechtzuerhalten, und es dürften auf dieser internationalen Wasserstraße ungeachtet ihrer hohen Herstellungs- und Betriebskosten keine Gebühren erhoben werden. Die Ausführungs-, Unterhaltungs- und Betriebskosten würden überdies viel höher werden, als bisher angenommen wird, so daß eine Deckung aus der verkauften Energie auch nicht annähernd möglich sein werde. Schließlich werde der Seitenkanal niemals bis Straßburg durchgeführt werden, denn man werde nach den Erfahrungen mit den ersten Teilstrecken auf sehr vernünftige Opposition stoßen.

Als Berichterstatter der Finanzkommission setzte sich der Abgeordnete Charlot für die Schaffung eines Seitenkanals ein. Wie es sich bei den Bauten der Rhône erwiesen habe, würde die Regulierung ein die Schiffahrt irgendwie befriedigendes Ergebnis nicht zeitigen; überdies aber könne Frankreich auf die Energieausbeute nicht verzichten. Wenn Charlot sich dann gegen die Kanalisierung ausspricht, insbesondere weil die Staustufen ein für die Energieausnutzung zu geringes Gefälle aufweisen, so vernachlässigt er ganz den von Oberbaurat Dr.-Ing. Kupferschmid zu Karlsruhe aufgestellten vortrefflichen Entwurf, in dem mehrere Staustufen zu einem einzigen Kraftwerk zusammengezogen sind. Daß der Seitenkanal auch die Schweiz voll befriedige, wie Charlot behauptet, da er ihren Traum erfüllt, Basel als Seehafen zu sehen, wird schwerlich unwidersprochen bleiben, denn die Schiffahrt auf dem Kraftwasser führenden Seitenkanal wird sich sehr wenig befriedigend gestalten.

Wenn darauf Tardieu als weiterer Vorkämpfer des Seitenkanals die Behauptung aufstellt, daß die Schiffahrt auf dem Seitenkanal bessere Vorbedingung als in dem Rheinbett finde, da sie dort sicherer, schneller und ohne jede Unterbrechung durch Hochwasser oder Winterfrost ausgeübt werden könne, so wird er auf Zustimmung aus schiffahrtkundigen Kreisen keinesfalls rechnen können.

Die Schiffahrt wird auf einem Seitenkanal mit Kraftwasserführung außerordentliche Schwierigkeiten zu überwinden haben, die um so größer werden müssen, je größer die Wassergeschwindigkeit ist, je lebhafter sich der Verkehr gestaltet und je größere Schiffsgefäße Verwendung finden. Eine Schiffahrt auf dem neben dem Seitenkanal regulierten Rhein wird aber so gut wie gar nicht betrieben werden können, wenn diesem 800 m³/Sek. Wasser entnommen werden.

An den Verhandlungsbericht knüpft Jean Rich. Frey einige Bemerkungen, die für alle von hohem Interesse sind, die der Entwicklung der Oberrhein-Frage mit Aufmerksamkeit folgen.

Erstaunen muß es hervorrufen, wie der Verfasser — allen früheren Anschauungen und Äußerungen entgegen — den Zeitpunkt herbeisehnt, zu dem die oberste Strecke des Seitenkanals mit dem Kembser Kraftwerk fertiggestellt sein wird. Mit diesem Abschnitt des Seitenkanals hat er sich also vollständig abgefunden, obwohl auch mit diesem die Kanalisierung des Stromes wohl hätte in Wettbewerb treten können. Daß das Hindernis der Isteiner Schwellen in einer für die Schiffahrt genügenden Weise durch Stromregulierungswerke nicht zu erreichen ist, dürfte unter Sachverständigen kaum einem Zweifel begegnen. Nur die Überstauung kann ausreichende Schiffahrtsverhältnisse schaffen, und für diese Überstauung bietet die Kanalisierung des Stromes eine vielleicht noch günstigere Lösung als der Seitenkanal. Das gilt aber bedingungslos für den ganzen Rheinlauf bis fast nach Straßburg hinab, denn eine Wassergeschwindigkeit in dem für die Wasserkraftausnutzung herzustellenden Seitenkanal von 0,70 bis 1,60 m/Sek. ist für die Schiffahrt untragbar.

Es gehört natürlich ein ungewöhnlich hohes Maß von Mut dazu, das Unrichtige eines einmal eingeschlagenen Weges sich selbst und der Öffentlichkeit gegenüber einzugestehen; der Gegenstand aber, der hier zur Erörterung steht, ist für sehr lange Zeiten — insbesondere für die Schweiz — von so ausschlaggebender Bedeutung, daß das Gute und Richtige zu erkennen und zu bekennen noch nicht zu spät ist. Daß mit einer Regulierung des Rheins von Straßburg bis hinauf nach Basel selbst bei Zuführung von aufgespeicherten Wassermengen des Bodensees eine durchaus befriedigende Wasserstraße nicht zu erreichen sein wird, dürfte ziemlich unbestreitbar sein; daß eine solche Wasserstraße nicht geschaffen werden kann, wenn dem Strom für einen linksufrigen Seitenkanal 800 m³/Sek. Wasser entnommen werden, wird kein Sachkundiger bestreiten wollen.

Bei der bestehenden Sachlage gibt es also nur eine einzige gesunde und zuverlässige Lösung: das ist die Kanalisierung des Rheinstromes zwischen Basel und Straßburg. Daß eine solche in einer die Belange sowohl der Schiffahrt als auch der Wasserkraftausnutzung genügenden Weise möglich ist, beweist der vorerwähnte Entwurf von Kupferschmid. Möge die Erkenntnis von der Zweckmäßigkeit der Rheinkanalisierung oberhalb von Straßburg sich möglichst bald in allen beteiligten Kreisen durchsetzen, damit nicht große Geldmittel für den Seitenkanal oder für die Stromregulierung nutzlos vertan werden und gleichzeitig die Schaffung eines brauchbaren Wasserweges bis hinauf nach Basel unnötigerweise hinausgezögert wird. Ottmann.

Vorläufige Richtlinien für die Ausführung von Bauwerken aus Beton im Moor, in Moorwässern und ähnlich zusammengesetzten Wässern. Aufgestellt vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton, Unterausschuß II (Moorausschuß), Dezember 1926. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Einzelpreis 0,30 R.-M.

Bei Betonbauwerken, die mit Grundwasser in Berührung kommen, wie Fundamente, Pfähle, Rohrleitungen und dergl., ist erfahrungsgemäß zu prüfen, ob das Wasser chemische Beimengungen enthält, die den Beton zerstören und u. U. die Standsicherheit der Bauwerke in Frage stellen. Für Moorwasser trifft dies in so hohem Maße zu, daß der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton schon im Jahre 1908 einen Sonderausschuß (Moorausschuß) eingesetzt hat, der das Verhalten von Mörtel und Beton in

moorigen Böden durch praktische Versuche klären soll. Dieser Ausschuß hat in Heft 49 (Berlin 1922, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn) einen ersten umfassenden Bericht über seine im Staatlichen Materialprüfungsamt zu Berlin-Dahlem und im Laboratorium des Vereins Deutscher Portlandzement-Fabrikanten zu Karlshorst ausgeführten Versuche herausgegeben. Nachdem die damaligen Ergebnisse inzwischen durch weitere Beobachtung der Versuchskörper und durch Ausführung neuer Versuche ergänzt worden sind, hat der Ausschuß nunmehr seine reichen Erfahrungen in Form von Richtlinien zusammengefaßt. Sie behandeln zunächst die chemische Untersuchung des Moorbodens und des Moorwassers, die Angriffe von fließendem und stehendem Moorwasser, die schädlichen Bestandteile des Moorwassers und ihre Einwirkung auf den Beton. Es folgen dann allgemeine Anweisungen für die Ausführung von Betonbauten im Moor, die angeben, wie der Beton herzustellen ist und wie er gegen die Angriffe des Moorwassers geschützt werden kann. Zusammenfassend wird in einer Tafel ein Überblick über die Verwendungsmöglichkeit von Beton im Moor und die erforderlichen Schutzmaßnahmen gegeben. Am Schluß ist eine Anleitung für die Entnahme von Wasser- und Bodenproben und ein Verzeichnis der Versuchsanstalten, die für solche Untersuchungen in Betracht kommen, beigefügt.

Auf wenigen Seiten hat der Moorausschuß in kurzer, anschaulicher Weise die Auswertung seiner umfangreichen Forschungsarbeit der Allgemeinheit zugänglich gemacht. Aus der Bezeichnung „Vorläufige Richtlinien" darf jedoch geschlossen werden, daß die Frage noch nicht als völlig geklärt angesehen wird, sondern weitere Beobachtungen und Untersuchungen beabsichtigt sind.

Die Bauwelt wird die wichtige kleine Schrift mit großem Interesse begrüßen. Sie verdient um so mehr Beachtung, als durch die Nutzbarmachung der Moore auch die Bautätigkeit auf diesen Gebieten belebt wird. Klett.

Der elastisch drehbar gestützte Durchlaufbalken (durchlaufende Rahmen). Gebrauchsfertige Zahlen für Einflußlinien und Größtwerte der Momente. Von Dr.-Ing. H. Craemer, Düsseldorf. 28 S. und 7 Textabb. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 5,10 R.-M.

Die Voraussetzungen der üblichen Berechnungsweise durchlaufender Tragwerke sind im Eisenbetonbau in den meisten, im Eisenbau in vielen Fällen nicht erfüllt. An Stelle der gewöhnlich angenommenen Schneidenlagerung tritt oft eine mehr oder weniger starre Verbindung zwischen dem Tragwerk (Platte, Balken) und der Unterkonstruktion (Balken, Stütze). Die nach den bekannten Tabellen für durchlaufende Balken ermittelten Momentenwerte ergeben erhebliche Unterschiede für die Momente der Endfelder und der Mittelfelder, und es ist bekannt, daß hieraus insbesondere im Eisenbetonbau mancherlei technische Schwierigkeiten und unnötige Kosten erwachsen.

Der Verfasser hat nun übersichtliche und handliche Tabellen für die Einflußlinien und die Größtwerte der Momente durchlaufender Tragwerke aufgestellt. Den Tabellen ist eine kurze, doch klare Ableitung der Tabellenwerte und eine Reihe von Beispielen vorangestellt. Die Anwendung erstreckt sich auf: 1. durchlaufende Rahmen, 2. Stockwerkrahmen, 3. Pilzdecken, 4. Torsionsfeste Querträger. Bemerkenswert ist die Gegenüberstellung der Rechnungsergebnisse ohne und mit Berücksichtigung des elastischen Widerstandes bei durchlaufenden Balken, wobei sich bei den Momenten des Endfeldes ein Unterschied von 59% zugunsten der genaueren Berechnungsweise ergibt.

Das Heftchen ist somit für den Ingenieur wie für den Unternehmer gleich wertvoll, indem es die Berechnung durchlaufender Tragwerke vereinfacht und Stoffersparnis ermöglicht. Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

Schweizerische Ingenieurbauten in Theorie und Praxis. Berlin. Wilhelm Ernst & Sohn. In Mappe 80 R.-M.

Gelegentlich der Internationalen Brückenbau- und Ingenieurhochbautagung in Zürich im September 1926 stifteten die schweizerischen Fachgenossen in hochherziger Weise den Teilnehmern an der Tagung das obengenannte, überaus wertvolle Werk. Es enthält folgende Beiträge:

1. Über einige Brückenbauten und Verstärkungen, sowie anderweitige baustatische Untersuchungen aus den Jahren 1912 bis 1926.

Prof. Dr. A. Rohn erörtert in diesem Beitrag sehr lehrreiche Neubauten und Verstärkungen eiserner und massiver Brücken — darunter die schönen und kühnen gewölbten Brücken über den Rhein in Eglisau, in Hinterkappelen und in Freiburg und die Verstärkung der Kirchenfeldbrücke in Bern — und weiter die Berechnung der Staumauern und eine experimentelle Untersuchung der Nachgiebigkeit der Gesteinshülle in Druckstollen.

2. Die Brückenbauten der Schweizerischen Bundesbahnen in den Jahren 1901 bis 1926.

Auf 127 Seiten schildert der bekannte Sektionschef für Brückenbau Bühler in Wort und Bild nach einem geschichtlichen Überblick über den Brückenbau der Schweizerischen Bundesbahnen in der Zeit von 1846 bis 1901 den Brückenbau in den letzten 25 Jahren. Er behandelt die Berechnungsgrundlagen der Eisenbahnbrücken, die Brückenneubauten in Eisen, Stein und Beton, die Verstärkung der eisernen Brücken, den Umbau eiserner Brücken in gewölbte Eisenbetonbrücken, die vielfachen Spannungs- und Formänderungsmessungen an Brücken und die Unterhaltung der Brücken. Umfangreiche Angaben über Massen und Kosten der Brücken ergänzen diese Ausführungen. Der Beitrag Bühlers ist für jeden Brückenbauer von größtem Wert.

3. Allgemeine Betrachtungen über Erfahrungen bei Versuchen an Bauwerken und bei der Verwertung der Meßergebnisse. Von Kontrollingenieur Hübner.

4. Nebenspannungen infolge vernieteter Knotenpunktverbindunngen eiserner Fachwerkbrücken.

Prof. Dr.-Ing. ehr. M. Ros erstattet auf 48 Seiten den Bericht der Gruppe V der Technischen Kommission des Verbandes Schweizerischer Brücken- und Eisenhochbaufabriken über die umfangreichen Formänderungsmessungen an einer großen Zahl von Fachwerkbrücken und über die rechnerische Auswertung dieser Messungen zur Ermittlung der Nebenspannungen. Dieser Bericht erweitert die Erkenntnis über die Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken beträchtlich.

5. Spannungsverteilung bei Füllungsgliedern von Brücken auf Grund von Messungen. Von Ingenieur A. Meyer.

6. Spannungsmessungen an einer eisernen Brücke der Chur-Arosa-Bahn und an der hölzernen Brücke über die Limmat bei Wettingen von Prof. Dr.-Ing. ehr. M. Ros

und

Meßresultate der Belastungsproben an der Isornobrücke der Centovalli-Bahn. Von Dipl.-Ing. P. Sturzenegger.

7. Stoßwirkung bei eisernen Eisenbahnbrücken. Von Sektionschef A. Bühler.

In dieser Abhandlung sind die Erörterungen über theoretische und experimentelle Bestimmung der Stoßziffern besonders beachtenswert.

8. Der Bau von Brücken aus Holz in der Schweiz.

Die Schweiz verfügt noch über eine große Anzahl kühner und malerischer, meist überdeckter alter Holzbrücken in Sprengewerk-, Hängewerk-, Bogen- und Fachwerkform. Unter ihnen befindet sich auch eine im Jahre 1856 gebaute, noch heute benutzte Eisenbahnbrücke. Es ist lebhaft zu begrüßen, daß Dr.-Ing. J. Brunner diese Brücken der Nachwelt in Wort und Bild überliefert und damit die Geschichte des Brückenbaues wesentlich bereichert.

9. Versuche mit Holzverbindungen für den Gerüstturm des Sitterviaduktes der Bodensee-Toggenburg-Bahn. Von Oberingenieur F. Ackermann.

Ein außerordentlich lehrreicher Beitrag zur Erforschung der Festigkeitseigenschaften des Holzes.

10. Über die Ursachen der Verbiegungen der steinernen Pfeiler am Sitterviadukt der Bodensee-Toggenburg-Bahn. Von Prof. Dr.-Ing. ehr. M. Ros.

11. Steinerne Brücken der Rhätischen Bahnen. Von Ingenieur Hans Studer.

Ein kurzer Bericht über die Berechnung und den Bau der kühnen und schönen steinernen Brücken der genannten Bahnen.

12. Der Umbau des Viaduc du Day über die Orbe auf der Linie Lausanne—Vallorbe der Schweizerischen Bundesbahnen. Von Ingenieur G. Frölich.

Dieser Bericht schildert den schwierigen und äußerst lehrreichen Umbau eines eisernen Viaduktes in einen gewölbten unter Aufrechterhaltung des Eisenbahnbetriebes.

13. Réservoir de douze mille mètres cubes au Calvaire sur Lausanne. Von Prof. A. Paris.

Dieser Bericht enthält die Ergebnisse von Versuchen, die mit dem genannten Eisenbeton-Wasserbehälter vorgenommen wurden.

14. Die Aa-Brücke über das Rempenbecken des Kraftwerkes Wäggital.

Prof. Dr.-Ing. ehr. M. Ros berichtet über den Bau, die Belastungsproben und die Laboratoriumsversuche dieser in der Mittelöffnung 26,1 m weit gespannten Eisenbeton-Plattenbalkenbrücke.

15. Ergebnisse der Belastungsversuche an den Eisenbeton-Bogenbrücken über die Urnäsch bei Hundswil und über die Limmat in Baden. Von Prof. Dr.-Ing. ehr. M. Ros.

16. Untersuchungen und Verstärkungen an der Eisenbetonbrücke über die Rhone bei Chippis. Von Ingenieur H. Nater.

17. Eine schweizerische Ausführungsform der unterzuglosen Decke (Pilzdecke). Von Ingenieur R. Maillart.

18. Temperaturbeobachtungen an ausgeführten Betonbauwerken der Schweiz. Von Ingenieur Ed. Stadelmann.

19. Ergebnisse der Untersuchung von Eisenbetonbrücken der Schweizerischen Bundesbahnen. Von Sektionschef A. Bühler.

20. Die Formgebung der gelenklosen Brückengewölbe mit Hilfe virtueller Zusatzlasten. Von Dr.-Ing. Max Ritter.

21. Les Résistances au Roulement de Sphères et de Cylindres sur des Plans. Von Ingenieur A. Dumas.

22. Die Knicksicherheit von an beiden Enden gelenkig gelagerten Stäben aus Konstruktionsstahl.

Bericht der Technischen Kommission des Verbandes Schweizerischer Brücken- und Eisenhochbaufabriken, erstattet von Prof. Dr.-Ing. ehr. M. Ros und Dr.-Ing. J. Brunner.

23. Versuche zur Klärung der Bruchgefahr.

Bericht des Schweizerischen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik, erstattet von Prof. Dr.-Ing. ehr. M. Ros und Dipl.-Ing. A. Eichinger.

24. Mitteilungen über einige Messungen an Tragflächen von Flugzeugen. Von Kontrollingenieur F. Hübner.

Das inhaltreiche Werk gibt einen vortrefflichen Überblick über den hohen Stand der Schweizerischen Bauingenieurwissenschaft, insonderheit auf dem Gebiete des Brücken- und Ingenieurhochbaues, über die unermüdliche und erfolgreiche Forschungsarbeit der Schweizerischen Bauingenieure und über die dadurch erzielten erheblichen Fortschritte auf dem genannten Gebiete. Es ist eine außerordentlich wertvolle Bereicherung des technischen Schrifttums und sollte als Quelle tiefer, gründlicher Wissenschaft und als Nachschlagewerk für mustergültige Ausführungen in dem Besitze jedes Bauingenieurs sein. Das Werk ist vortrefflich ausgestattet und mit sehr schönen Bildern und Abbildungen versehen. Schaper.

Die Städteheizung. Bericht über die vom Verein Deutscher Heizungsingenieure einberufene Tagung vom 23. und 24. Oktober 1925 in Berlin. München-Berlin 1927. Verlag von R. Oldenbourg. 209 S. Preis geb. 8 R.-M.

Der in Buchform erschienene Bericht ist bearbeitet vom Arbeitsausschusse des Vereins.

Das große Interesse, das man der Tagung entgegenbrachte, beweist die Teilnehmerzahl, insbesondere die große Anzahl der Vertreter der Reichs-, Staats- und städtischen Behörden. Offenbar waren die Erwartungen hoch gespannt; es ist aber anzunehmen, daß viele von dem Ergebnis enttäuscht waren. Diese Enttäuschung wird durch die Herausgabe des Berichts kaum gemildert. An und für sich war der Gedanke, eine Aussprache über die einzelnen Probleme der Städteheizung herbeizuführen, gut, und die Erfahrungen, die man durch die Tagung gemacht hat, führen vielleicht das nächste Mal zu ersprießlicheren Ergebnissen. Wenn sich die Leitsätze, die der Aussprache zugrunde lagen, lediglich auf Bekanntgabe der einzelnen Themata beschränkt hätten und nicht schon Andeutungen über Vorzüge und Nachteile, über empfehlenswerte Ausführungen enthielten, wäre wahrscheinlich mehr Ordnung in die Aussprache und eine bessere Übersicht herausgekommen. Das Gebiet „Städteheizung" ist so umfangreich, daß nur immer Abschnitte daraus behandelt werden können. Was in dem einen Falle zweckmäßig sein kann, wird im andern Falle möglicherweise durchaus verkehrt sein. Dieser Gedanke kam auch bei verschiedenen Rednern zum Ausdrucke, indem sie immer wieder darauf hinwiesen, daß die eine oder die andere Ausführung nur in besonderem Falle eine nähere Erörterung zulasse.

Aus diesem Grunde wurde vielfach aneinander vorbeigeredet. Dazu kam die Auffassung mancher Redner, daß sie glaubten, der Versammlung etwas ganz Neues zu sagen, was dem, der sich mit den einschlägigen Fragen eingehender befaßt und die umfangreiche Literatur verfolgt hatte, vollständig geläufig sein mußte, wenn er überhaupt über die Fragen der Städteheizung mitreden wollte. — Ganz besonders betraf dies das Zusammenwirken von Kraft- und Wärmeerzeugung.

Wenn die Aussprache etwas Brauchbares fördern sollte, so durften die einzelnen Redner nur zu einer Sache sprechen und nicht ihr ganzes Programm in beschränkter Redezeit abhaspeln. Das Zurückgreifen auf einzelne Punkte früherer Redner und das Vorantragen neuer Vorschläge brachte die ganze Aussprache in eine Zickzackverhandlung, aus der wertvolle Anregungen nicht hervorgehen konnten.

Man soll aber nicht nur negative Kritik üben. Es wäre eine dankbare Aufgabe des Arbeitsausschusses, die einzelnen wertvollen Äußerungen der Aussprache so zu ordnen, wie sie sachlich zusammengehören, und diese Zusammenstellung in einer zweiten Bearbeitung der Tagung herauszugeben. Hüttig.

Versuche über den Einfluß niedriger Temperaturen auf die Widerstandsfähigkeit von Zementmörtel und Beton. Ausgeführt in der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart in den Jahren 1920 bis 1926. Bericht erstattet von Otto Graf. Heft 57 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Mit 19 Zusammenstellungen und 30 Textabb. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 5,20 R.-M.

Die ungünstige Einwirkung von Frost und frostnahen Temperaturen auf Beton während seines Abbindens und Erhärtens ist zwar bekannt, dagegen waren die Auffassungen über die Größe und Dauer dieser Einwirkungen und über die notwendigen Gegenmaßnahmen geteilt. Vielfach nahm man in der Praxis an, daß lediglich die Erhärtungszeit um die Dauer der Frosteinwirkung zu verlängern sei und daß unter deren Berücksichtigung eine Schädigung des Betons in seiner Güte überhaupt nicht eintrete. Die Versuche der Materialprüfungsanstalt Stuttgart, über die O. Graf berichtet, dienten zur zahlenmäßigen Klarstellung der damit zusammenhängenden Fragen. Sie erstrecken sich auf Zementmörtel und Beton aus 15 verschiedenen Zementen, mit verschiedenem Zementgehalt und verschiedenem Wasserzusatz, bei Erhärtung in verschiedenen Temperaturen und früherer oder späterer Einwirkung von Frost, ohne und mit sogenannten Frostschutzmitteln.

Die Versuchsergebnisse für das Gebiet, das durch die vorliegenden Versuche gedeckt ist, sind von Graf in 18 Punkten zusammengefaßt. Weitere Ergebnisse sind in einem Vortrage Grafs vor dem Deutschen Beton-Verein am Betontag 1927 mitgeteilt und in der Zeitschrift „Beton u. Eisen" 1927, Heft 13, veröffentlicht worden.

Im ganzen geht aus den Versuchsergebnissen hervor, daß es sich bei Bauausführungen während des Frostes empfiehlt, den Beton so zu behandeln, daß der Frost nicht sofort einwirken kann. Ist die Erhärtung etwa so weit vorgeschritten, wie sie bei gewöhnlicher Temperatur nach mindestens 24 Stunden angetroffen wird, so sind größere, dauernde Schäden in der Güte des Betons nicht mehr zu erwarten. Läßt sich ein derartiges Fernhalten des Frostes unmittelbar nach dem Betonieren nicht gewährleisten, so kann durch Verwendung von besserer Mischung und von schneller bindenden Zementen das Erforderliche erreicht werden. Bemerkenswert ist, daß sich die einzelnen Zemente sehr verschieden gegen Frost verhalten, weshalb in wichtigen Fällen, z. B. bei Gefrierschachtgründungen, eine eingehende Untersuchung des Zementes auf seine Eigenschaften bei Einwirkung tiefer Temperaturen wichtig erscheint. Tonerdezemente sind verhältnismäßig unempfindlich gegen Frosteinwirkungen.

Die Ergebnisse von Versuchen mit im Handel erhältlichen Frostschutzmitteln geben Anlaß, solche Mittel nur mit besonderer Vorsicht zu verwenden, sei es wegen Beeinträchtigung der Festigkeit oder Raumbeständigkeit oder wegen Ausscheidungen. Bei gewöhnlichen Mörteln und Beton kann durch Zusatz von Chlorkalzium Temperatureinwirkungen bis zu einem gewissen Grade begegnet werden. Zu beachten ist, daß nicht alle Zemente einen gleich hohen Zusatz von Chlorkalzium vertragen. Auch ist bei höher beanspruchten Bauteilen immer Vorsicht wegen der Beeinträchtigung der Festigkeit geboten. Bei Tonerdezementen ist ein Zusatz von Chlorkalzium unzweckmäßig.

Beachtenswert ist, daß auch schon Temperaturen von 0 bis 3 ° C die Erhärtung des Betons erheblich verzögern. Mißerfolge sind in erster Linie dann zu erwarten, wenn der Beton schon während des Abbindens gefriert.

Bei öfterem Gefrieren und Auftauen von wassergetränktem Beton dürfte sich nach den Versuchen die Widerstandsfähigkeit nur dann nahezu erhalten, wenn der Mörtel bei Beginn des Frostes mindestens eine Festigkeit von 150 kg/cm² aufwies. Dr. B.

Maschinenuntersuchungen. Ein Leitfaden für Unterricht und Praxis. I. Bd. Hydraulik in ihren Anwendungen. Von Prof. Dr.-Ing. Anton Staus. 2. Auflage, 196 S. mit 131 Textabb. und 29 Zahlentafeln. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 10,50 R.-M.

Die Untersuchung und Abnahmeprüfung von Wasserkraft- und Fördermaschinen erfordert besondere Vorkenntnisse und Erfahrungen, die in der Praxis zu erwerben den vor derartige Aufgaben gestellten Ingenieuren nicht immer Gelegenheit geboten ist. Ihnen und den noch in der Berufsvorbereitung stehenden jüngeren Fachgenossen wird der erste Band der „Maschinenuntersuchungen" ein vorzüglicher Ratgeber und eine sichere Stütze sein. Nach einigen einführenden Abschnitten über die Ausführung und Auswertung von Versuchen schildert der Verfasser zunächst die unentbehrlichsten Meßgeräte mit den Grundzügen ihrer Theorie. Im speziellen Teil werden dann die grundlegenden Messungen zum Teil sehr ausführlich behandelt und ihre Genauigkeit einer Kritik unterzogen. Besonders eingehend werden die verschiedenen Verfahren zur Feststellung der Wassermengen gebracht. Ist dabei auch, dem Zwecke des Buches „vorab dem Unterricht zu dienen" entsprechend, ein breiter Raum Meßeinrichtungen gewidmet, die in der Hauptsache nur für Laboratoriumversuche in Frage kommen, wie die Messung durch „Danaiden" und durch Überfälle verwickelterer Form, so kommt die für die Praxis wichtigste und gebräuchlichste Art der Wassermengenfeststellung durch hydraulische Flügel nicht zu kurz. Die letzten Abschnitte bringen Beispiele mit Durchrechnung ganzer Messungen bei Leistungsprüfungen von Turbinen, Kolben- und Kreiselpumpen und Rohrleitungen. Die am Schlusse jedes Abschnittes übersichtlich geordneten Literaturangaben bieten Unterlagen und Anregung zum eingehenderen Studium von Einzelfragen und machen das nach drei Jahren bereits in zweiter Auflage erschienene Buch auch für den erfahrenen Ingenieur wertvoll. B. Körner.

Ratgeber für Bauführer und Poliere im Eisenbetonbau. Von Dipl.-Ing. R. Hoffmann. 2. Aufl., herausgegeben von E. Klett. 115 S. mit 62 Abb. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geheftet 3,40 R.-M.

Bereits $^3/_4$ Jahr nach dem Erscheinen dieses Werkes[1]) liegt die 2. Auflage vor. Sie ist völlig neu bearbeitet und fast auf den doppelten Umfang erweitert worden. Der Inhalt gliedert sich wie bisher in die Abschnitte: I. Der Eisenbeton und seine Eigenschaften; II. Die Baustoffe; III. Schalung und Rüstung; IV. Das Einbringen der Eisen; V. Die Zubereitung der Betonmasse; VI. Die Verarbeitung der Betonmasse; VII. Nachbehandlung fertiger Bauteile; VIII. Güteprüfung des Betons; IX. Bauunfälle infolge mangelhafter Ausführung.

Besonders die Abschnitte IV bis VI haben eine wesentliche Vervollständigung erfahren. Dabei wurden die neuzeitlichen Erkenntnisse über die Auswahl der Baustoffe, Kornzusammensetzung von Sand und Zuschlagstoffen usw. in weitem Maße berücksichtigt. Wo zweckmäßig, sind kurze Auszüge und Erläuterungen der amtlichen Bestimmungen in den Wortlaut eingefügt worden. Auch ein großer Teil der Abbildungen wurde durch neue, meist dem Brückenbau entnommene ersetzt.

Das Buch ist leichtverständlich geschrieben, und sein Inhalt gibt sowohl den auf der Baustelle tätigen Bauführern und Polieren als auch denjenigen, die sich als Bauleiter mit der Vergabe, Herstellung und Beaufsichtigung von Eisenbetonbauten zu befassen haben, ein klares Bild über die praktische Seite der Bauausführungen. Für Leser, die sich über einzelne Gebiete näher unterrichten wollen, dürfte es zweckmäßig sein, die Anzahl der Quellenangaben zu erhöhen.

Die zahlreichen auf Erfahrungen des Verfassers aufgebauten Hinweise und Winke bieten manche Anregung und sollen dazu beitragen, Bauunfälle möglichst einzuschränken, sowie darauf hinwirken, daß im Eisenbetonbau auf die Güte der Ausführung mehr Wert als bisher gelegt wird. Das gestaltet die vorliegende Neuauflage des Werkes zu einem praktischen Hilfsbuch, dessen Anschaffung für weite Kreise dringend zu empfehlen ist. Dr.-Ing. Roll.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 54, S. 826.

Kritische Betrachtungen zur Frage der Rheinisch-Westfälischen Städtebahn. Von Dr. G. Kemmann, Geh. Baurat. 137 S. mit 11 Tafeln und 43 Textabbildungen. Juni 1927.

Der Plan der Schnellbahn Köln—Dortmund hat sehr widersprechende Beurteilung gefunden. Nachdem die Bahn noch 1921 von der Eisenbahndirektion Essen als zweckmäßig anerkannt und zur Erteilung der Konzession befürwortet worden war, weil sie als die einzig mögliche vollkommene Lösung der Verkehrsbedürfnisse des Rhein-Ruhrbezirks angesehen wurde, wird sie jetzt von der Reichsbahngesellschaft stark bekämpft. Der Bergbau wendet sich ebenfalls gegen eine neue Bahn aus Gründen, deren Gewicht und Berechtigung verschieden beurteilt wird. Schließlich hat Prof. Dr.-Ing. Giese in einer auf Veranlassung des Bergbaues erstatteten Denkschrift den Plan in bau- und betriebstechnischer Hinsicht bemängelt und ihn als wirtschaftlich unmöglich bezeichnet. Dem Plan der besonderen Schnellbahn wird jetzt der Ausbau der Reichsbahnanlagen im Industriegebiet als ausreichend entgegengestellt.

Wer dem Plan ohne Voreingenommenheit gegenübersteht, kann sich nicht der Zweifel erwehren, ob alle gegen ihn erhobenen Einwände rein sachlichen Erwägungen entspringen. Das Interesse der Allgemeinheit verlangt, daß das „Wider" auf seine Berechtigung geprüft und daß bei der Beurteilung des „Für" auch die Allgemeininteressen, besonders in siedlungspolitischer Hinsicht, umfassend gewürdigt werden.

Verkehr und Ertrag der Schnellbahn. Das durch die Denkschrift von Prof. Giese bekannt gewordene, bis dahin der Studiengesellschaft vorenthaltene verkehrsstatistische Material hat eine neue, eingehende Verkehrsschätzung anzustellen ermöglicht. Diese wird ergänzt durch eine Berechnung der Betriebskosten, so daß jetzt unter Einschluß des von verschiedenen Seiten beigetragenen Materials im einzelnen nachprüfbare Unterlagen vorliegen (siehe hierzu die Erörterung im Verein für Eisenbahnkunde, Verkehrstechnische Woche 1927, Heft 7 bis 10, ferner: Pforr, „Reisezeit und Arbeitsverbrauch der rheinisch-westfälischen Schnellbahn" in Elektrotechn. Ztschrft. 1926, Heft 45, ferner die Gegengutachten von Geh. Bergrat Kaltheuner (z. T. enthalten in Verkehrstechnik 1927, Heft 14) und Oberbaurat a. D. John zum Bericht des Oberbergamtes Dortmund vom August 1925).

Die Berechnung der Studiengesellschaft wird gestützt durch das vorliegende Gutachten von Geh. Baurat Kemmann, neben dessen Hauptergebnissen auch einige Zahlen aus der Beurteilung des Schnellbahnunternehmens seitens Reg.-Baurat Dr.-Ing. Heisterbergk und des Verfassers untenstehend wiedergegeben sind.

Das inhaltreiche Gutachten von Kemmann ist bei dessen Erfahrungen in Schnellbahnfragen so beachtenswert, daß der Wunsch berechtigt ist, daß es ebenso wie die Denkschrift von Giese vollständig veröffentlicht werde. Gleiches gilt von der für Ertragsberechnung ähnlicher Verkehrsunternehmungen mustergültigen Ertragsberechnung der Studiengesellschaft vom April 1927.

Im ersten Abschnitt wird der Begriff der Städtebahnen kurz umrissen und als ausgeführte Beispiele die Rheinuferbahn Köln—Bonn und die südholländische elektrische Bahn Rotterdam—Haag—Scheveningen mit Lageplänen, Betriebsplänen und Fahrschaulinien angeführt. Eine größere Bahn gleicher Betriebsart zwischen Amsterdam und Haag steht vor der Vollendung. Aus den Angaben ist zu entnehmen, daß bei diesen Bahnen die mittlere reine Fahrgeschwindigkeit tatsächlich 90 bezw. 89,5% der Höchstgeschwindigkeit ist bezw. sein wird, ein Prozentsatz, der höher als die für die Ruhrschnellbahn errechneten Werte von 83,1 bezw. 86,4% ist, deren Einhaltung bekanntlich angezweifelt worden ist.

Im zweiten Abschnitt liest man Näheres über die Rechtsgrundlagen nach der für die Ruhrschnellbahn erteilten Konzession. Von besonderem Interesse ist die Wahrung der öffentlichen Interessen durch die Bestimmungen, daß das Reich und Preußen unabhängig von ihrer Aktienbeteiligung mindestens je einen Vertreter im Aufsichtsrat der Gesellschaft erhalten, daß ferner das Reich, Preußen und die Gruppe der kommunalen Verbände berechtigt sein sollen, in den vom Aufsichtsrat zu wählenden geschäftsführenden Ausschuß von fünf Personen je einen Vertreter, die Privataktionäre zusammen nur zwei Vertreter zu entsenden, daß ferner dem Reichsvertreter ein unbedingtes Einspruchsrecht gegen eine Tarifunterbietung gegenüber der Reichsbahn zusteht.

Der Verfasser geht sodann auf die Linienführung und die technischen Grundlagen ein — man hört u. a. von den Versuchen der Aerodynamischen Versuchsanstalt in Göttingen über Luftwiderstand und den daraus für Bahnanlage und Fahrzeuggestaltung gezogenen Folgerungen und von den Sicherungsanlagen, bei denen nicht nur ein Zerreißen des Schienenstrangs, sondern auch dessen stärkere Senkung infolge bergbaulicher Störungen den Signalstellstrom unterbricht, — und kommt zu dem Schluß, daß „nach allem die Studiengesellschaft alles getan hat, was nach menschlichem Ermessen die Sicherheit und die Innehaltung der in den Fahrplänen vorgesehenen Fahrzeit gewährleisten kann."

Schnellbahn und Bergbau. Kemmann wendet sich weiter gegen das gegen die Schnellbahn erstattete Gutachten des Oberbergamts Dortmund vom August 1925, das er mit Recht als „wenig stichhaltig" bezeichnet. Diesem Gutachten, das starke Bedenken gegen zu erwartende angeblich untragbare Unkosten des Bergbaues und gegen die Sicherheit eines Schnellbahnbetriebes ausspricht — die FD-Züge der Reichsbahngesellschaft bleiben schon heute mit 90 km/Std. nur wenig hinter der geplanten Schnellbahngeschwindigkeit im Bergbaugebiet von 100 km/Std. zurück! — sind bereits die Gutachten von Geh. Bergrat Kaltheuner und Reichsbahnrat a. D. John entgegengetreten. Während das Oberbergamt Dortmund nur allgemein die Veränderungen des Untergrundes ohne Rücksicht auf den zeitlichen Verlauf behandelt und aus deren Ausmaß im Verlauf mehrerer Jahrzehnte zu abwegigen Schlüssen kommt, so z. B. zur Notwendigkeit ausgedehnter und für den Bergbau untragbarer Sicherheitspfeiler, gehen die Gegengutachten der Sache wirklich auf den Grund. Hier aus diesen nur folgendes:

Vom Standpunkte des Eisenbahnbetriebes kommt es für dessen Sicherheit darauf an, ob die unvermeidlichen Senkungen, Abbrüche, Zerrungen und Pressungen plötzlich in einem gefährlichen Ausmaße oder so allmählich auftreten, daß ihnen die Nachbesserung der Gleislage folgen kann. Nun haben wir doch beim Bergbau das System der Sicherheitspfeiler aufgegeben und sind zum Bergeversatz übergegangen. Dieser verhindert zwar das Absacken nicht ganz, aber er mildert es, und vor allem er vergleichmäßigt die Senkung, so daß ihm Oberflächenanlagen mit wesentlich geringeren Beschädigungen folgen können. Dem Kaltheunerschen Gutachten ist zu entnehmen, daß der Bergeversatz nicht etwa nur unter besonderen Oberflächenanlagen vorgenommen wird, sondern wegen des Ausgreifens der Bodenbewegungen nach der Seite durchgehends und daß dies schon wegen der das ganze Gebiet durchziehenden sehr viel empfindlicheren Ent- und Bewässerungsleitungen erforderlich ist. Die Wirkung des Bergeversatzes ist nach Kaltheuner derart, daß selbst auf ungünstigen Bergbaugebieten in dem engverzweigten Netze der Reichsbahn keine so plötzlichen Störungen aufgetreten sind, daß ihnen die Eisenbahnunterhaltung nicht hätte folgen können. Zudem werden die Folgen für die Schnellbahn nicht ungünstiger, sondern aus verschiedenen Gründen leichter sein als für die Reichsbahnanlagen. Die Schnellbahn hat keine so großen Bahnhofsanlagen mit Gebäuden, sie ist weniger empfindlich gegen eine Änderung der Gradiente und kann sich zum Teil mit einer dauernden Absenkung ohne Nachteil abfinden, während die Reichsbahnanlagen, besonders auf den Verschiebebahnhöfen, große Bahnhofsflächen in ihrer genauen Höhe halten müssen; die Schnellbahn kann bei ihren Bauwerken von vornherein auf leichte Durchführung späterer Anhebung von Planum und Brücken Rücksicht nehmen, sie wird während der Nacht mehrere Stunden ununterbrochene Betriebsruhe haben.

Wenn ferner die Ruhrexpreßzüge der Reichsbahn mit 100 km Geschwindigkeit fahren können, so ist ein solcher Betrieb mit noch größerer Sicherheit

Tafel 1.

Bearbeitung	Anlagekapital Mill. R.-M.	Verkehr im Jahre 1933 in Mill. Fahrten	Verkehr im Jahre 1933 in Mill. Pers. km	Gesamteinnahmen Mill. R.-M.	Betriebsleistung Wagenfassungsraum Sitz-Plätze	Steh-	zus.	Platzausnutzung	Wagen-km Mill.	Betriebskosten je Wagenkm in Pf.	in Millionen R.-M.	Rohüberschuß Mill. R.-M.	Rücklagen Mill. R.-M.	Obligationen-Zinslast (halbes Anlagekapital)	Überschuß ohne Abzug von Steuern u. Abgaben	Steuern, Reparations-Abgabe in Mill. R.-M.	Ertrag in Mill. R.-M.	in % des Aktienkapitals	Desgl. unter Anrechnung der Steuern u. Abgaben
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Denkschrift Giese Oktober 1926 . . .	400	20	480	24	120	30	150	25	12,8	90	11,5	12,5		18	Fehlbetrag	5,5	Fehlbetrag		
Gutachten Heisterbergk März 1927	—	27,9	677	33,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	%	%
Gutachten Wentzel April 1927	340	27[1]	675[1]	34	95[2]	48[2]	143[2]	41[2]	12,5[3]	65[3]	8,12	25,88	2,25	11,9	11,72	8,52	3,2	1,9	6,9
Ertragsberechnung Studiengesellschaft April 1927	340	32,6	798	37,5	85	95	180	30	14,9[3]	62,5[3]	9,3	28,2	2,25	11,9	14,05	8,52	5,5	3,2	8,26
Gutachten Kemmann Juni 1927	340	36	882	40	85	95	180	33⅓	14,8	65,5	9,7	30,3	2,48	11,9	15,9	9,21	6,7	3,94	9,35

[1]) Bei sehr vorsichtiger Schätzung der Verkehrssteigerung bis 1933.

[2]) Wagen noch 1 m länger, jedoch mit geringerer Überfüllung. Platzausnutzung, wenn auch relativ mit 41% größer, so doch zahlenmäßig auch nur 54 Personen im Mittel.

[3]) Bezogen auf Rechnungswagenkilometer.

auf der Schnellbahn vertretbar. Die Beachtung von Vorsichtssignalen zur Deckung von Langsamfahrtstrecken ist bei ihr leichter möglich als bei der Häufung von Signalen bei den Reichsbahnanlagen. Im Notfalle kann das Anhalten von Zügen durch Stromlosmachung der Strecke erzwungen werden. Bei der Kürze der Züge sind Gleisarbeiten am Tage nicht so langen Unterbrechungen ausgesetzt. Gegen ungleichmäßige Höhenlage der Schienen, mangelhafte Überhöhungsrampen und gegen schroffe Gefällwechsel, die ein Fahrzeug zum Entgleisen bringen können, sind die lediglich aus Triebwagen mit kurzen Drehgestellen zusammengesetzten Schnellbahnzüge wesentlich unempfindlicher als die langgebauten Lokomotiven und mehrachsigen Wagen der Reichsbahn mit größeren Radständen. Auch ein Hohlliegen einer oder zweier Schwellen infolge der Absenkung des Bodens ist unter dem geringeren Raddruck der Schnellbahnwagen weniger schädlich als unter den schweren Lokomotiven der Reichsbahn mit ihren stärkeren dynamischen Beanspruchungen des Oberbaues. Für den Eisenbahnbetriebsmann kommt es lediglich auf die Frage an, ob die unvermeidlichen Änderungen der Gleislage im Bergsenkungsgebiet nach Höhe, Seite und Länge so ex abrupto eintreten können, daß ihnen die Gleiskontrolle nicht mehr folgen kann, mit anderen Worten, ob gefährliche Änderungen zwischen dem letzten Spätzug und dem ersten Frühzug, womöglich in einer Pause zwischen zwei Zügen, derart eintreten können, daß ein Zug in eine unsichere Gleisstelle einfahren kann. Oder darf man annehmen, daß der vorhergehende Zug einen einsetzenden Mangel am Gleis empfindet, bevor er betriebsgefährlich wird, so daß der nächste Zug gewarnt werden kann? Diese Frage darf man wohl nach den Gutachten von Kaltheuner und John bejahen.

Was also die Allgemeinheit verlangt und hier von Belang ist, ist eine vorurteilsfreie Angabe über das zeitliche Ausmaß der Oberflächenänderung im Bergbaugebiet; das gilt auch für Längsverschiebungen an den Rändern der Absenkungsmulden, die sich in Zerrungen und Pressungen der Schienenstränge auswirken. Auch hier kommt es auf das zeitliche Ausmaß an, d. h. darauf, ob Zeit vorhanden ist, das Schließen und Öffnen der Stoßlücken am Schienenstoß zu beobachten und dem durch Einbau kürzerer oder längerer Schienen zu folgen. Dann kann sich die Gleistechnik durch Anwendung einer Schienenbefestigung, die ein rasches Auswechseln der Schienen erlaubt, und Wahl geeigneter Schienenstoßbauarten darauf einstellen. Ich möchte z. B. auf den bekannten Schienenstoß von Becherer-Knüttel hinweisen, der bei verhältnismäßig geringen Mehrkosten größere Stoßlücken zuläßt. Hiernach bleibt von den Einwänden des Bergbaues nur die Befürchtung berechtigt, daß ihm weitere Schadenersatzansprüche durch Hinzukommen der neuen Bahn erwachsen. Es ist aber nach dem hier Gesagten anzunehmen, daß ein viergleisiger Ausbau der Bergisch-Märkischen Bahn und der Köln-Mindener Bahn im Ruhrgebiet, wie er von der Reichsbahngesellschaft geplant ist, Anlagen schaffen wird, die in ihrem Umfange ausgedehnter und in der Erhaltung ihrer Höhenlage empfindlicher sein werden, also für den Bergbau, der doch auch unter den bestehenden Bahnlinien abgräbt, erheblich höhere Ersatzansprüche nach sich ziehen wird als das einfache zweigleisige Band der Schnellbahn. Das hier Angeführte ist wohl auch die Ansicht von Kemmann, wenn er sagt: „Die Bergbauinteressenten dürften hiernach den Eisenbahnfachleuten die Beurteilung darüber überlassen können, ob in dem rheinisch-westfälischen Industriegebiet eine Bahn in der Form der Städtebahn gebaut und mit ausreichender Sicherheit betrieben werden kann."

Kemmann kommt am Schlusse des zweiten Abschnittes zu dem Ergebnis, daß der Entwurf der Städtebahn in seiner wesentlichen Gestaltung nach dem heutigen Stande der Technik als einwandfrei zu bezeichnen ist und seine Durchführung geeignet sein wird, den örtlichen Personenverkehr des großen rheinisch-westfälischen Wirtschafts- und Industriegebietes in seinen vielseitigen Beziehungen durch schnellste, häufige, bequeme und pünktliche Zugverbindungen zu pflegen und dauernd weiter zu entwickeln.

Im dritten Abschnitt wird die Wirtschaftlichkeit unter Zustimmung zu dem Kostenanschlag der Studiengesellschaft und eingehender Entwicklung des zu erwartenden Verkehrs und Nachprüfung der Betriebskosten und sonstigen Ausgaben erörtert. Es sei hier auf die Zahlen der untersten Reihe der Tabelle 1 verwiesen, mit denen Kemmann die Spitze der für die Schnellbahn günstigen Beurteiler der Verkehrseinnahmen und der zu erwartenden Rente hält.

Interessant ist besonders der von den bisherigen Berechnungen abweichende Weg der Verkehrsermittlung (unter Anhalt an die Verkehrsentwicklung der Rheinuferbahn), auf dem Kemmann zu einer erheblich höheren Einschätzung des durch die Bahn hervorzurufenden Neuverkehrs kommt, nämlich 70 % des von den vorhandenen Verkehrsmitteln abwandernden Verkehrs gegenüber 30 bis 40 % durch die früheren Beurteiler, ferner die Abbildung der Tagesbelastung der Hauptlinienabschnitte der Städtebahn, die eine außerordentlich günstige Gleichmäßigkeit erkennen läßt (die Belastungsspitze ist gleich 1,25 des Belastungsdurchschnittes) und dafür spricht, daß eine durchschnittliche Besetzung der Wagen der Hauptlinie (85 Sitzplätze und bis zu 95 Stehplätzen) mit nur 54 Personen = 30 % keineswegs als zu weitgehend angesehen werden kann. Kemmann setzt dann auch eine Platzausnutzung von 33⅓ % gleich 60 Personen im Mittel an (vergl. dazu meine Zahlen in Tafel 1).

Es wird weiter zu der Berechnung der Betriebskosten, wie sie von der Studiengesellschaft aufgestellt ist, Stellung genommen. Mit geringen Zusätzen zu ihr kommt das Gutachten zu dem Schluß, daß das Schnellbahnunternehmen bei dem berechneten Anlagekapital und den der Reichsbahn konzessionsmäßig anzupassenden Tarifen nicht nur eine Verzinsung des Obligationskapitals, sondern auch eine mit knapp 4 % zunächst bescheidene, mit der Zeit allmählich steigende Dividende für das Aktienkapital verspricht.

Ich möchte hierzu meinerseits noch darauf hinweisen, daß die außerordentlich starke Belastung des Unternehmens mit Steuern und Abgaben (Spalte 17) der Allgemeinheit zugute kommt, so daß das Unternehmen bei vorwiegend kommunaler Aufziehung bezw. bei starker Beteiligung der Reichsbahngesellschaft je nachdem mit der in der letzten Spalte der Tabelle 1 angegebenen wesentlich höheren Rente zu bewerten ist, ferner darauf, daß der Städtebahn ebenso wie bei der Rheinuferbahn und den holländischen Städtebahnen noch die Möglichkeit einer weiteren Auswirkung und damit der Anziehung weiteren Verkehrs durch Anordnung einer zweiten Haltestelle in den größeren Städten (Köln-Nord, Düsseldorf-Nord, Essen-West) und darüber hinaus durch Aufnahme des Verkehrs der Zwischenorte offensteht. Meine Ansicht dazu:

Für die Schnellzüge bringt das Anlaufen einer zweiten Haltestelle in den größeren Städten eine nur unwesentliche Verlängerung der Fahrzeit, da die Züge zwischen den beiden Haltestellen einer Stadt doch nicht auf Hochgeschwindigkeit kommen. Und zwischen den in halben Stunden sich folgenden Schnellzügen kann sehr wohl ein Zug für Mitbedienung der Zwischenorte eingelegt werden, je nachdem mit Überholung in Duisburg. Betriebstechnisch und sicherungstechnisch bleibt ein solcher Betriebsplan immer noch einwandfrei. Besonders auf den noch weniger erschlossenen Flächen zwischen Köln und Duisburg kann so der Städtebahn noch eine große siedlungspolitische Aufgabe erwachsen. Aber auch durch Berücksichtigung zwischenliegender Bergmannssiedlungen durch geeignete Zwischenhaltestellen kann die Schnellbahn noch inniger mit ihrem Verkehrsgebiet verwachsen und so vielleicht den Widerstand des Bergbaues leichter überwinden. Im ganzen würde so der Schnellbahnplan in seiner Bedeutung gesteigert und aus dem Wettbewerbsbereich der Reichsbahn in einen neuen Aufgabenkreis entrückt werden.

Im vierten Abschnitt des Gutachtens werden die Rückwirkungen der Städtebahn auf die Wirtschaft der bestehenden Verkehrsmittel und deren Ausbaumöglichkeiten für den Städteverkehr erörtert.

Schon an anderer Stelle habe ich zum Ausdruck gebracht, daß die Verkehrsabziehung, die die Reichsbahngesellschaft mit 16 Millionen R.-M. im Jahre einschätzt — ganz abgesehen davon, daß diese nur mit dem in ihr liegenden Betriebsüberschuß bewertet werden kann — auch von der Reichsbahngesellschaft in der Wirtschaftlichkeitsrechnung eines etwaigen viergleisigen Ausbaues ihrer Strecken berücksichtigt werden muß. Denn will die Reichsbahngesellschaft richtig rechnen, so darf sie als einträglichen Neuverkehr auf ihren neuen Gleisen nur denjenigen Teil des über diese laufenden Verkehrs buchen, der über den von den alten Gleisen abgezogenen Verkehrsanteil hinausgeht.

Nach Kemmann ist es aber auch aus anderen Erwägungen unberechtigt, den Ausfall der Reichsbahn und anderer Verkehrsmittel als Verlust für diese zu buchen. Denn die Wirkungen der Schnellbahn auf deren Haushalt äußern sich auch nach der positiven Seite durch stärkere Entfaltung des Geschäftslebens und damit Erweckung neuen Verkehrs von Personen und Gütern, der wiederum die vorhandenen Transportunternehmungen befruchtet. Es kommt zu einer Umstellung in Richtung zweckmäßigerer Verteilung des Verkehrs auf die verschiedenen Verkehrsmittelarten. Bei der Reichsbahn wird für ihre Hauptaufgabe, die Bedienung des Fernpersonenverkehrs und des Güterverkehrs, Luft geschaffen, störende Neubelastung mit neuen Zugarten vermieden, je nachdem werden Neu- und Umbauten ersparbar. Den Straßenbahnen und Omnibussen wird ihre Rolle durch Steigerung der Ansprüche durch den Zubringerverkehr erweitert.

Dem Plane der Reichsbahngesellschaft, durch ausgedehnten viergleisigen Ausbau ihrer Strecken Abhilfe und Vorsorge zu schaffen, hält Kemmann neben seiner Auffassung auch die Ansichten mehrerer anderer Fachleute, auch aus dem Kreise der Reichsbahngesellschaft selbst bezw. der ehem. preußischen Staatsbahn entgegen und begründet seine Bedenken durch nähere Untersuchungen. Besonders hat sich Cauer mit der Frage des viergleisigen Ausbaues der Reichsbahnstrecken im Vergleich zu einer besonderen Schnellbahn befaßt. Übereinstimmend gehen die Ansichten derjenigen, die der Schnellbahn — unter Offenlassung der Frage, wer Konzessionsträger und Betriebsunternehmer ist — den Vorzug geben, dahin:

Der viergleisige Ausbau der Reichsbahnanlagen ermöglicht weder einen gleich häufigen und dem Bedürfnis des Bezirksverkehrs angepaßten, d. h. günstig gelegenen Zugverkehr noch gleiche Sicherheit, Schnelligkeit und Pünktlichkeit der Beförderung. Ein starrer Fahrplan ist nicht durchführbar. Der viergleisige Ausbau für den Bezirksverkehr erschwert anderseits den sonstigen Betrieb für den Personenfernverkehr und den Güterverkehr; er bedingt umfangreiche und schwierige Um- und Erweiterungsbauten mit ihren jahrelangen Hemmungen für den Betrieb. Er hat für die Reichsbahn eine weitere Einengung und damit Erschwerung ihres späteren Ausbaues für sonstige Verkehrsaufgaben zur Folge. Ein guter Teil des dafür heute noch vorhandenen Grund und Bodens müßte für den Bezirksverkehr ausgegeben werden.

Dazu würde der Ausbau der Reichsbahnanlagen mit den nötigen Bahnhofserweiterungen, einer neuen Rheinbrücke und seinem Übergreifen auch in die linksrheinischen Bahnanlagen bei und in Köln finanziell den Kosten der Hauptlinie der Städtebahn gleichkommen, wenn nicht gar sie übersteigen.

In den Schlußbetrachtungen tritt Kemmann den Zweifeln entgegen, ob die allgemeine Entwicklung des Verkehrs- und Wirtschaftslebens einen fortschreitenden Verlauf nehmen werde, ob infolgedessen für die Städtebahn mit einer zunehmenden Verkehrsziffer und Wirtschaftlichkeit gerechnet werden dürfe. Im ganzen bieten sowohl die statistischen Aufzeichnungen wie die Urteile führender Persönlichkeiten des rheinisch-

westfälischen Verkehrsgebietes und die wirtschaftliche Lage genügend Anzeichen dafür, daß — abgesehen von stellenweise örtlicher Verlagerung von Industrie und Verkehr — mit weiterer, nicht unbeträchtlicher Steigerung des Gesamtverkehrs gerechnet werden darf. Wenn die Ziffern des Personenverkehrs der Reichsbahn in diesem Gebiete ein gleiches Ansteigen nicht erkennen lassen, so sei dies neben anderem darauf zurückzuführen, daß ihr durch den Wettbewerb anderer für den Bezirksverkehr geeigneterer Verkehrsmittel ein erheblicher Teil des Verkehrs entzogen wird.

Schließlich wird noch die Frage der Unternehmungsform der Städtebahn behandelt. Die rheinisch-westfälischen Städte stehen auf dem Standpunkte, daß die Errichtung der Städtebahn ihrem Aufgabenkreis angehöre. Kemmann hält diese Auffassung, für die gewichtige Gründe sprächen, für wohl vereinbar mit der allgemeinen staatlichen Verkehrspolitik, wenn auch von anderer Seite darin eine Durchbrechung des Staatsbahnprinzips gesehen werde. Die Stellung des Unternehmens in den Dienst der Öffentlichkeit sei gesichert (s. oben) und auch eine Beteiligung des Staates bezw. der Reichsbahn sei nicht nur nicht ausgeschlossen, sondern würde von den Städten und sonstigen Förderern des Städtebahngedankens begrüßt werden.

Möge das Gutachten von Kemmann, das mit seinem reichen Inhalt allgemeinere Beachtung verdient, dazu beitragen, das baldige Zustandekommen des bedeutsamen Verkehrsunternehmens zu fördern.

Will man eine abwartende, der jeweiligen Verkehrssteigerung nachfolgende oder will man eine vorsorgende Verkehrspolitik treiben, die durch Angebot eines neuen vollkommeneren Massenverkehrsmittels die Entwicklung der Siedlung und den Verkehr in gewollte Bahnen zieht? Im ersteren Falle kann eben dieser Einfluß nicht oder doch nicht in gleicher Stärke geübt werden, so daß der Verkehr, mehr und mehr auf individuelle Beförderung sich umstellend, sich andere weniger im Allgemeininteresse liegende Mittel und Wege sucht mit Überlastung der Straßen und deren finanziellen Auswirkungen.

Prof. Wentzel.

Der durchlaufende Träger über ungleiche Öffnungen. Von Dr.-Ing. Emil Kammerer. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 25,50, geb. 27 R.-M.

Ein Bedürfnis nach Formeln oder Tabellen zur Berechnung durchlaufender Träger mit ungleichen Feldweiten, beliebigen Belastungen und verschiedenen Querschnitten in den einzelnen Feldern hat immer bestanden. Der Ausrechnung solcher Tabellen stellen sich aber unüberwindliche Schwierigkeiten entgegen, da es nicht möglich ist, für alle vorkommenden Fälle Zahlenwerte aufzustellen, die sofort die größten Momente und Querkräfte für die ungünstigste Belastung ergeben. Die zeichnerische Behandlung, die für den Geübten, auch den Techniker, ebenfalls in kurzer Zeit zum Ziele führt, ersetzte bisher diesen Mangel.

Das vorliegende Werk füllt daher eine empfindliche Lücke aus und ist sowohl für den Ingenieur, der außer nach der Nutzanwendung gebotener Formeln auch nach deren Herkunft fragt, wertvoll, als auch für den praktischen Gebrauch zu begrüßen.

Der erste Teil des Buches bringt in ausführlichster Weise die Theorie des durchlaufenden Trägers und die Ableitung der Formeln. Der zweite Teil gibt in verschiedenen Zahlenbeispielen die Anwendung der Hilfstafeln, der dritte endlich enthält die Tafeln selbst.

Der erste Teil ist für den Mittelschul-Techniker im allgemeinen nicht verständlich, dieser wird sich daher darauf beschränken, ein Zahlenbeispiel des zweiten Teiles durchzuarbeiten und danach die Anwendung der Tafeln zu lernen. Daraufhin angestellte Versuche im technischen Bureau haben das bestätigt. Es wäre daher zu überlegen, ob es nicht im Interesse einer möglichst weiten Verbreitung der Tafeln zweckmäßig sein dürfte, letztere mit nur einem erschöpfend durchgerechneten Beispiel ohne die theoretische Entwicklung erscheinen zu lassen, um so für den praktisch arbeitenden Techniker etwas zu schaffen, was den wirklichen Bedürfnissen entspricht und ohne zu hohe Kosten erstanden werden kann. Kapferer.

Das deutsche Eisenbahnwesen der Gegenwart. Herausgegeben von Staatsminister i. R. Wirklichem Geheimem Rat Hoff, Staatssekretär a. D. Kumbier, Direktor der Betriebs- und Bauabteilung der D.R.B.G., Ministerialdirektor a. D. Dr.-Ing. ehr. Anger, Direktor der maschinentechnischen Abteilung der D.R.B.G. Mit einem Geleitwort von Reichsverkehrsminister Dr. Krohne. 3. Ausgabe. Stand vom Jahre 1926. Berlin SW 61. Verlag von Reimar Hobbing. 577 S. mit Kartenbeilagen von Prof. Dr. Tiessen. Preis geb. 30 R.-M.

Das vorliegende Werk gibt in 20 Kapiteln einen umfassenden Überblick über das gesamte Eisenbahngebiet sowie einen Einblick in die verschiedenen interessanten Einzelgebiete. Die Bearbeiter sind die Spezialreferenten der einzelnen Fachgebiete in der Hauptverwaltung der D.R.B.G. und im Eisenbahn-Zentralamt, die uns nicht nur mit der Verwaltung und Bewirtschaftung, dem Betrieb, Verkehrswesen und der Organisation des größten Unternehmens der Welt, sondern auch mit den mannigfachen Fortschritten und Neuerungen auf rein technischen Gebieten bekannt machen.

Nach einem einleitenden Kapitel über Werdegang, Art und Betriebsergebnisse der D.R.B.G. aus der Feder von Staatsminister a. D. Hoff folgen interessante Ausführungen über Verwaltung und Bewirtschaftung der Reichsbahn von Dr. Homberger sowie über Eisenbahnverkehrswesen, Tarife und Verkehrsbedienung einschl. Speditionswesen, verfaßt von dem stellvertretenden Generaldirektor Dr. Weirauch. In den darauf folgenden fünf Kapiteln über Bau und Unterhaltung der Reichsbahn gibt das vierte in meisterhafter Weise einen klaren und umfassenden Überblick über den heutigen Stand der Technik bei dem Bau von Strecken und Bahnhöfen. In diesem von Reichsbahndirektor Lamp verfaßten Kapitel sind auch zum ersten Male im Zusammenhange die betriebswissenschaftlichen Verfahren und die technischen Einrichtungen beschrieben, die berufen sind, die Wirtschaftlichkeit der Verschiebebahnhöfe zu steigern. Die hochinteressanten Ausführungen und Abbildungen über neuere Brückenbauten von Dr.-Ing. ehr. Dr. rer. techn. e. h. Schaper lassen erkennen, daß die Reichsbahn mit diesen Errungenschaften der Technik mit an der Spitze des deutschen Bauingenieurwesens marschiert. Mit dem neuesten Stande des Oberbauwesens macht uns das folgende Kapitel des leider vor kurzem verstorbenen Geheimrats Kurth bekannt. Er beschreibt nach Erörterung der neuesten Grundsätze für Konstruktion und Bewirtschaftung des eisernen Schienenweges den von ihm eingeführten Reichsoberbau auf Eisen- und Holzschwellen. Sodann werden in kurzen Kapiteln das Signal- und Sicherungswesen von Stäckel und der Eisenbahnhochbau einschließlich der Siedlungen von Cornelius behandelt. Der Eisenbahnbetrieb wird im folgenden Kapitel kurz und klar von Dr.-Ing. Tecklenburg dargestellt. Der Schlußabschnitt macht uns weiterhin mit den neuesten Gesichtspunkten der Eisenbahnbetriebswirtschaft bekannt.

Es folgen nunmehr die Kapitel maschinentechnischen Inhalts. P. Wagner vom Eisenbahn-Zentralamt berichtet über die interessanten Versuche mit Turbo- und Öllokomotiven (Diesel-Druckluftlokomotiven). Über Triebwagen mit eigener Kraftquelle, Personen-, Post-, Gepäck- und Güterwagen, Brems-, Stoß- und Zugvorrichtungen (Kunze-Knorr-Bremse, Reibungspuffer Bauart Ürdingen, Scharfenbergkupplung) handeln die folgenden Kapitel, denen sich weitere über Werkstattwesen aus der Feder von P. Kühne, dem Reorganisator auf diesem Gebiete, sowie über Stoffwirtschaft von Lindermayer und über Wärmewirtschaft von Harprecht anschließen. Interessant sind auch die folgenden Ausführungen über Betriebsmaschinendienst von Student und über Betriebswerke für Lokomotiv- und Wagenbehandlung von Reutener.

Über den neuesten Stand der Einführung des elektrischen Zugbetriebes bei der Deutschen Reichsbahn berichtet Wechmann in interessanter Weise. Ein Kapitel über Kraftfahrwesen und Luftverkehr, verfaßt von Wernekké, beschließt den ersten Teil des Werkes, dem sich im zweiten Teil Sonderbeschreibungen anschließen, in denen deutsche Städte über ihren Eisenbahnverkehr und ihr sonstiges Verkehrswesen berichten. In dem folgenden beachtenswerten Inseratenteil gibt die deutsche mit dem Eisenbahnwesen zusammenhängende Industrie Auskunft über ihre Erzeugnisse, zum Teil in einer wohlgelungenen und reichillustrierten Ausführung. Das hervorragende, gut ausgestattete Werk wird nicht nur Fachkreisen, sondern auch allen denen, die beruflich mit dem Eisenbahnwesen zu tun haben, wegen seines klaren und reichhaltigen, durch ausgezeichnetes Kartenmaterial unterstützten Inhaltes aufs wärmste empfohlen.

Prof. Dr.-Ing. W. Müller, Dresden.

Moderne Holzbauweisen. Von Dr.-Ing. A. Nenning, Reg.-Baurat in München. Herausgegeben vom Rheinisch-Westfälischen Baugewerbeverband e. V. zu Essen. 3. Auflage. 94 S. mit 53 Abb. Dortmund 1927. Verlag Druckerei- und Verlagsgesellschaft m. b. H. Preis geh. 4,50 R.-M.

Die im Jahre 1924 erschienene 2. Auflage, die in der „Bautechnik“ 1924, Heft 54, S. 658 besprochen wurde, war vergriffen, und die Tatsache, daß inzwischen eine Reihe neuer Holzbauweisen bekanntgeworden sind, gab den Anlaß zu einer Neuherausgabe der kleinen, nützlichen Schrift, in der auch das neuzeitliche Holzhaus und die hölzernen Brücken kurz behandelt sind. Das Büchlein gibt jetzt ein recht anschauliches Bild der Entwicklung und eine übersichtliche Darstellung der wichtigsten neuzeitlichen Holzkonstruktionen unter scharfer Hervorhebung des für jede einzelne Kennzeichnenden. Die statischen Berechnungen sind vermehrt worden durch die Berechnung des bekannten Tuchschererschen Ringdübels und des neuen Halbringdübels; am Schluß ist die Berechnung je eines Dachbinders nach Bauweise Stephan, Hetzer, Meltzer, Kübler und Ambi durchgeführt.

Die Schrift in ihrer neuen Fassung bietet für die Beurteilung der neuzeitlichen Holzbauweisen manches Wissenswerte und ist insbesondere in Anbetracht ihres billigen Preises den Bautechnikern bestens zu empfehlen.

Ls.

Durchlaufende Eisenbetonkonstruktionen in elastischer Verbindung mit den Zwischenstützen. Von Dr.-Ing. Kann. 72 S. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. Preis: 7,20 R.-M.

In den Schriften verschiedener Fachmänner, u. a. Mörsch, Marcus, Saliger, wird empfohlen, bei der Berechnung von Stockwerkrahmen und Pilzdecken nur für jede Decke die nächst anschließenden Säulen des darüber- und darunterliegenden Geschosses zu berücksichtigen. In den neuen Eisenbetonbestimmungen werden auf diese Anregung hin angenäherte Berechnungen für vorbezeichnete Eisenbetonkonstruktionen ausdrücklich zugelassen. Die vorliegende Schrift bietet die Erweiterung des für durchlaufende Träger und Rahmen vorhandenen Tabellenmaterials auf durchlaufende Träger über 2 bis 3 Felder in elastischer Verbindung mit den oberen und unteren Stützen. Die elastische Nachgiebigkeit der Stützen wird durch einen Hilfswert α gekennzeichnet, der zwischen den Grenzen 0 und 1 verläuft und an diesen Grenzfällen die Bilder des einfachen durchlaufenden und eines an beiden Enden voll eingespannten Trägers zeigt. Die für die Tabellen gewählten α-Werte und die Stützweitenverhältnisse dürften den in der Praxis vorkommenden entsprechen. Allerdings ist das Querschnittsträgheitsmoment des durchlaufenden Trägers in den verschieden weiten Feldern gleichgroß angenommen worden, was bei Stützweitenverhältnissen bis zu 2,0 in der Praxis wohl nicht immer zutreffen dürfte. Im letzten Abschnitt der Schrift wird der Gebrauch der Tabellen an mehreren Beispielen erläutert. Das Buch kann den Eisenbetoningenieuren bestens empfohlen werden. Lewe.

Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft. 8. Band 1925. 170 S. mit vielen Abbildungen, 2 farbigen Tafeln und 2 farbigen Textblättern. Hamburg 1927. Verlag der Hafenbautechnischen Gesellschaft, E. V. Preis in Lwd. geb. 20 R.-M.

Das Jahrbuch,[1]) diesmal mit dem Bildnis des im Berichtjahre verstorbenen Stadtbaudirektor a. D. Moritz Eisenlohr, Mannheim, geschmückt, ist wiederum in drei Teile gegliedert:

Im I. Teile sind wie alljährlich das Mitgliederverzeichnis, die Satzung und die Abrechnung über das abgelaufene Geschäftsjahr (1924) wiedergegeben. Ein kurzer Bericht des Vorstandes gibt eine Übersicht über die Arbeiten der Gesellschaft in der Zeit zwischen den beiden Hauptversammlungen 1924 in Königsberg und 1925 in Breslau. Hieran schließen sich kurze Nachrufe für 14 verstorbene Mitglieder, ferner der Bericht über die Hauptversammlung in Breslau und die Niederschrift über deren geschäftliche Sitzung.

Der II. Teil gibt die Vorträge der Breslauer Hauptversammlung wieder. Der inhaltreiche Vortrag des Strombaudirektors Fabian, Breslau, über „Die obere und mittlere Oder als Wasserstraße" ist mit einer farbigen Tafel des Niederschlagsgebiets der Oder bis Schwedt und zahlreichen Abbildungen und Diagrammen ausgestattet. Es folgen dann die Vorträge von Reichsminister a. D. Dr.-Ing. ehr. Gothein über „Die Notwendigkeit des Ottmachauer Staubeckens" und von Regierungsrat Dr. Werner Teubert über „Verkehrspolitische Maßnahmen zur Stärkung des Wettbewerbs der deutschen Seehäfen". Dr. Teubert kam in seinen fesselnden Ausführungen, denen allerdings zum Teil widersprochen wurde, zu überraschenden Ergebnissen und beleuchtete auch den sich in der letzten Zeit immer mehr zuspitzenden Wettbewerbkampf der Reichsbahn und der Binnenschiffahrt. Den Abschluß bildete der Vortrag des Oberbaurats Wundram über „Neuerungen auf dem Gebiete des mechanischen Hafenumschlags", der viele interessante Abbildungen enthält.

Der III. Teil umfaßt vier Beiträge, die sich auf den Hauptstrom des Tagungsgebietes Schlesiens, die Oder, beschränken. Alle vier Beiträge geben Ausschnitte aus den Bestrebungen der durch den Versailler Vertrag so hart betroffenen Provinz, die ihr jetzt verbliebenen Mittel zum wirtschaftlichen Wiederaufbau möglichst voll auszunutzen. Zunächst kommt Stadtbaurat Dr.-Ing. Trauer zu Wort über „Die Behandlung der Hafenfragen im Wettbewerbe Groß-Breslau 1921". An Hand eines farbigen Textb'attes und zahlreicher Abbildungen werden beachtenswerte Vorschläge für die Schaffung von Handels- und Industriehäfen einander gegenübergestellt, die dieser Wettbewerb zeitigte. Darauf folgt der mit Abbildungen und Plänen reich ausgestattete Aufsatz von Oberregierungs- und -baurat Schönsee, Breslau, über Häfen und Hafenpläne im Odergebiet". Zu dem dritten Beitrag „Kanalfragen im Odergebiet" haben sich Landesbaurat Dr.-Ing. Platzmann, Königsberg i. Pr., und Regierungsbaurat Kahle, Gleiwitz, zusammengetan. Ersterer steuerte eine Übersicht über die „Kanalpläne zwischen Oder und Elbe" bei, letzterer eine Studie über den „Kanal zum Oberschlesischen Industriegebiet", mit dem dieses heute polnische Gebiet für den Verkehr nach der Oder zuverlässig und leistungsfähig erschlossen werden soll. Auch hier wird der Wettbewerb zwischen Reichsbahn und Binnenschiffahrt gestreift und die brennende Frage, ob Neubau von Kanälen oder Ausbau entsprechender Reichsbahnstrecken, dahin beantwortet, daß nur beides im Zwange des freien Wettbewerbs zur wirtschaftlichen Gesundung beitragen kann. Der letzte, nur kurze Beitrag „Elektrische Kohlenkipper in den Häfen von Breslau und Cosel" verdankt seine Entstehung den Arbeiten der Firmen Fried. Krupp-Grusonwerk, Magdeburg, und Kampnagel (Eisenwerk vorm. Nagel & Kaemp) A.-G., Hamburg, die diese Kipper ausgeführt haben.

Das Jahrbuch wird hiernach den hafenwirtschaftlichen Belangen Schlesiens im besten Sinne gerecht, die Hafenbautechnische Gesellschaft hat mit der Abfassung und Herausgabe des vorzüglich ausgestatteten, inhaltreichen Buches unserem wirtschaftlich schwer ringenden Grenzlande sicherlich einen wertvollen Dienst erwiesen und sich selbst den Dank der schlesischen Wirtschaftskreise erworben. Sein Studium kann allen Fachgenossen, sowie besonders auch den schlesischen Wirtschaftlern warm empfohlen werden. Ls.

Die nutzbaren Mineralien mit Ausnahme der Erze und Kohlen. Von Dammer und Tietze. 2. Auflage, bearbeitet von Dr. Bruno Dammer. 1 Band, 554 S. mit 66 Abb. Stuttgart 1927. Verlag von Ferdinand Enke. Preis geh. 33 R.-M., geb. 35,40 R.-M.

Die Neuauflage des soeben erschienenen Werkes berücksichtigt die Veränderungen, die sich seit dem Erscheinen der 1. Auflage infolge des Weltkrieges in den wirtschaftlichen Verhältnissen bei Gewinnung der Mineralien herausgebildet haben, indem wegen der Verschiebung der Rohstoffversorgung vieler Länder zahlreiche neue Lagerstätten aufgesucht und erschlossen wurden und sich neue Verwendungsgebiete ergaben. Die allgemeine Anordnung des Werkes ist im wesentlichen unverändert geblieben: es werden bei jedem Mineral Vorkommen und Gewinnung, ferner Verwendung auf den in Frage kommenden technischen Gebieten, sowie wirtschaftliche Verhältnisse, Preis und ähnliches besprochen. Die Produktionsangaben der Neuauflage berücksichtigen im allgemeinen den Stand nach 1920. Eine wesentliche Erweiterung des Werkes ist dadurch eingetreten, daß im Gegensatze zur ersten Auflage nunmehr auch die sämtlichen Kali- und Magnesiumsalze sowie die Bitumina besprochen sind, so daß nur noch die Erze und Kohlen von der Bearbeitung ausgeschlossen sind. Dr. B.

[1]) Besprechung des 7. Bandes (1924) s. „Die Bautechnik" 1926, Heft 21, S. 312.

A. zur Megede, „Wie fertigt man technische Zeichnungen?" Leitfaden zur Herstellung technischer Zeichnungen für Schule und Praxis, mit besonderer Berücksichtigung des Bauzeichnens, des Maschinenzeichnens und des topographischen Zeichnens. 8. Auflage. Von M. Wesslau, Regierungsbaumeister. 5 Abb. und 4 lithogr. Tafeln. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. Preis 4,80 R.-M.

Der Inhalt des Buches ist in vier Abschnitte geteilt: die Zeichenmittel, besondere Hilfsmittel, das Zeichnen sowie der Gang der Herstellung und die Sonderbehandlung verschiedener technischer Zeichnungen. Das Buch ist in erster Linie für Anfänger und für Schüler berechnet und gibt diesen recht brauchbare Ratschläge und Winke für die praktische Ausführung von Zeichnungen aller Art. Neuerdings ist auch das topographische Zeichnen hinzugekommen; die Erläuterungen sind allerdings äußerst knapp gehalten und beschränken sich eigentlich nur auf die jeweilig in Frage kommenden Literaturangaben. Auch das Maschinenzeichnen hat Berücksichtigung gefunden. Ein zweckmäßig aufgestelltes Namen- und Sachverzeichnis bildet den Schluß des Büchleins, das in seiner schmucken Aufmachung nicht nur den Studierenden und Schülern, sondern auch den bereits in der Praxis Stehenden zur Anschaffung durchaus empfohlen werden kann. C. Kersten.

Bewegliche Brücken. Ein Hand- und Lehrbuch für Ingenieure und Studierende des Bauingenieurwesens. II. Teil: Die Dreh-, Hub- und Rollbrücken, Brückenfähren. Von Dr.-Ing. Ludwig Hotopp, Geheimer Baurat, Professor an der Technischen Hochschule in Hannover. Mit 358 in den Text gedruckten Abbildungen. 152 S. Hannover 1926. Helwingsche Verlagsbuchhandlung. Preis geh. 25 R.-M.

Das Buch, das die Fortsetzung des die Klappbrücken behandelnden ersten Teiles bildet, ist in die vier Hauptabschnitte: die Drehbrücken, die Hubbrücken, die Rollbrücken und die Brückenfähren gegliedert. Den breitesten Raum nehmen die Drehbrücken ein. Nach einer kurzen Einleitung mit allgemeinen Betrachtungen werden die beiden Hauptarten der Drehbrücken, die Walzenkranz-Drehbrücken und die Stützzapfen-Drehbrücken, behandelt. Bei beiden Arten werden zunächst die grundsätzlichen Anordnungen für die Lagerung, für die Einrichtung zum Lösen von den Auflagern vor dem Ausdrehen und zum Wiederaufsetzen auf die Lager nach dem Eindrehen und für die Drehvorrichtungen erläutert, und dann die Ausführungsformen an einer großen Zahl ausgeführter Brücken erörtert. Auch die statische Berechnung solcher Teile, die sich bei den festen Brücken nicht finden, wird vorgeführt. Bei der Behandlung ausgeführter Drehbrücken hätte die Zahl der Beispiele wohl ohne Schaden für das Buch eingeschränkt werden können. Dafür hätte der Erörterung der allgemeinen grundsätzlichen Anordnung der Drehbrücken ein etwas breiterer Raum geschenkt werden können.

Von den verschiedenen Arten der Hubbrücken werden die Seilhubbrücken mit Gewichtsausgleich, die Druckwasserhubbrücken und die Schwimmerhubbrücken an guten ausgeführten Beispielen eingehend erläutert. Auch die verschiedenen Arten der selteneren Rollbrücken, die Niveaurollbrücken mit und ohne Schiebebühne, die schiefen Niveaurollbrücken und die Hubrollbrücken werden an Hand von Ausführungen vor Augen geführt. In der Abhandlung über die Schwebefähren vermißt man die Schwebefähre an der Hochbrücke bei Rendsburg. Eine kurze Abhandlung über Landebrücken, die eine recht schwierige Art der beweglichen Brücken darstellen, würde den Wert des Buches erhöht haben.

Hotopp hat sich durch sein Buch über bewegliche Brücken, das ein außerordentlich schwieriges Gebiet des Bauingenieurwesens behandelt, ein großes Verdienst um die Ingenieurwissenschaften erworben, um so mehr, als das Buch nur einen verhältnismäßig kleinen Kreis von Lesern finden und daher der materielle Erfolg in keinem Verhältnis zu der aufgewendeten Arbeit und Mühe stehen kann. Das Buch sei allen Studierenden des Bauingenieurfaches und allen ausführenden Ingenieuren, die mit dem Entwurf und dem Bau beweglicher Brücken zu tun haben, warm empfohlen. Schaper.

Eisenbeton-Zahlentafeln von Ramisch-Göldel. 2. Aufl. 107 S. mit Abb. Berlin 1926. Verlag der Tonindustrie-Zeitung. Preis geb. 7 R.-M.

Die Tafeln ermöglichen die Ablesung der Abmessungen von Eisenbetonrechteckquerschnitten mit Berücksichtigung des Eigengewichts, und zwar für Belastungen von 250 bis 12500 kg/m² bei Abständen von 50, 100, 200 bezw. 500 kg/m² und Stützweiten von 1 bis 20 m. Als zulässige Beanspruchungen wurden gewählt:

bei	$\sigma_e = 1500$ kg/cm²		$\sigma_b = 20$ bis 70 kg/cm²		
	$= 1250$ „		$= 20$ „ 45 „		
	$= 1200$ „		$= 20$ „ 70 „		
	$= 1000$ „		$= 20$ „ 45 „		

Da der Verfasser bestrebt war, die gesamten Zahlenwerte auf möglichst wenige Tabellen zusammenzudrängen, anderseits aber möglichst viele Belastungsfälle (Träger auf zwei Stützen, durchlaufenden, einerseits und beiderseits eingespannten Träger, Kragträger, alles mit gleichmäßiger Belastung, Strecken-, Dreieck- und Einzellasten usw.) erfassen wollte, ergibt sich eine ziemlich umständliche Handhabung der Tafeln, indem zur Lösung einer Aufgabe nicht weniger als drei bis vier Tafeln benutzt und trotzdem noch verschiedene Multiplikationen vorgenommen werden müssen. Hierin liegen naturgemäß gewisse Fehlerquellen, die sich auch bei genauer Vertrautheit mit dem Buche nicht ganz werden ausschalten lassen.

Außer den eigentlichen Tafeln, die übrigens nur den kleinsten Teil des Buches einnehmen, enthält dieses eine Entwicklung der zur Errechnung der Zahlenwerte benutzten Formeln, eine Anleitung zum Gebrauch der Tafeln nebst Zahlenbeispielen, Tafeln für Rundeisen sowie als Anhang Gewichtsangaben von Baustoffen und zulässigen Beanspruchungen, die

Deutschen Bestimmungen für Eisenbeton vom September 1925, die sich hierauf beziehenden Preußischen und Sächsischen Einführungserlasse vom 9. September 1925 bezw. 22. Januar 1926 und endlich eine Zusammenstellung von Maschinen und Einrichtungen zur Prüfung von Zement.
Dipl.-Ing. G. Kaufmann.

Eisenbeton-Zahlentafeln von Weese. Teil IV, Stützen mit mittiger Last. 3. Aufl., 21 S. Selbstverlag. Kirchmöser (Havel)-Werk. Preis geh. 6 R.-M.

Auf vier Tafeln werden die zulässigen Belastungen quadratischer, achteckiger, sechseckiger und kreisförmiger Stützen mit Längsbewehrung für die Betonspannungen $\sigma_b = 35$ und 45 kg/cm² und bei einer Seitenlänge bezw. einem kleinsten Durchmesser von 25 bis 100 cm gebracht. Hierbei wurden, den Vorschriften vom September 1925 entsprechend, die Bewehrungen zu 0,5 bis 3 % des Betonquerschnitts angenommen, wobei nur genormte Rundeisen Verwendung fanden. Ferner enthalten die Tafeln die zulässigen Stützenhöhen, sowie den Längsabstand der Bügel; sie berücksichtigen auch die Knickberechnung unter Einführung der bekannten ω-Werte. Zwei weitere Tafeln bringen die zulässige Belastung achteckiger, sechseckiger und kreisförmiger Säulen mit Umschnürung, Betonspannungen und -querschnitte wie vor. Hierbei wurden jedesmal zwei Fälle von Längsbewehrung vorgesehen, und zwar letztere möglichst klein ($F_e \geqq 0{,}8\, F_b$), da bei Umschnürung die Ausnutzung der Längsbewehrung nur $^1/_3$ von der der Querbewehrung F_s beträgt. Dabei ist $F_s = \frac{\pi \cdot D \cdot f}{s}$ zwischen 1,0 F_e und 3,0 F_e gestaffelt. In den Tafeln ist die zulässige Belastung P zerlegt in den auf Beton-Längsbewehrung entfallenden Anteil $P_b + P_e$ und den auf die Querbewehrung entfallenden Anteil P_s. Aus einer Hilfstafel sind dann zu entnehmen der Durchmesser δ, die Ganghöhe s und der Krümmungsdurchmesser D für die Querbewehrung. Auch diese Tafeln enthalten die zulässige Säulenhöhe, wenn Knickberechnung nicht erforderlich, sowie die Hilfstafel mit den ω-Werten im Falle der Knickberechnung. Eingeleitet werden die Tafeln durch eine Erläuterung mit 13 Beispielen zu ihrer Benutzung.
Dipl.-Ing. G. Kaufmann.

Der Brückenbau. Nach Vorträgen, gehalten an der Deutschen Technischen Hochschule in Prag. Von Dr.-Ing. ehr. Joseph Melan, Hofrat, o. ö. Professor des Brückenbaues. III. Band, 1. Hälfte. Eiserne Brücken, I. Teil. VIII und 521 S. mit 572 Abb. im Text. 3. Auflage. Leipzig und Wien 1927. Verlag von Franz Deuticke. Preis geh. 26 R.-M.

Der in dritter Auflage vorliegende Band „Eiserne Brücken", I. Teil erschien 1914 in erster und 1921 in zweiter Auflage. Er ist in fünf Kapitel gegliedert:

I. Kapitel: Der Baustoff der eisernen Brücken, die Konstruktionselemente und Verbindungsmittel;

II. Kapitel: Die zulässige Beanspruchung des Materials der eisernen Brücken;

III. Kapitel: Nietverbindungen, genietete Stäbe und Blechträger;

IV. Kapitel: Die Fahrbahn der eisernen Brücken;

V. Kapitel: Die Hauptträger der Balkenbrücken.

Der Inhalt des Buches, dessen Vorzüge allgemein bekannt sind und dessen ausgezeichnete Eignung für Schule und Praxis durch sein Erscheinen in dritter Auflage erwiesen sein dürfte, ist in der neuen Auflage durch Berücksichtigung der Fortschritte der letzten Jahre in der Versuchsforschung, in der Einführung neuer Baustoffe für die eisernen Brücken, in der Berechnung und in der baulichen Durchbildung vertieft und erweitert worden. Die Berechnung gedrückter Glieder auf Knickung, durchgehender Fahrbahnlängsträger, der Rahmenträger und der Seitensteifigkeit offener Brücken wurde neu und genauer bearbeitet.

Das Studium des Melanschen Buches sei von neuem allen Studierenden der Bauingenieurwissenschaften und allen Brückenbauingenieuren warm empfohlen. Schaper.

The Danube-Aegean Waterway Project. A Paper by Prince Lazarovich-Hrebelianovich.

Die interessante Schrift behandelt in englischer Sprache den bereits 1920 der „American Society of Civil Engineers" vorgelegten Plan einer Binnenschiffahrtsverbindung der Donau mit dem Mittelmeer. Der Gedanke, der Donau eine zweite Mündung ins Mittelmeer zu geben und dabei Jugoslawien von Semendria bis Saloniki mit einer leistungsfähigen Wasserstraße zu versehen, hat sicherlich große wirtschaftliche Bedeutung und darf gewissermaßen als eine Fortführung der 600 km langen Rhein-Main-Donau-Schiffahrtstraße angesehen werden. Die technischen Schwierigkeiten sind nicht größer, als bei dem deutschen Plan. Die natürlichen Verhältnisse ergeben eine Linienführung durch die Täler der Morava und des Vardar, deren Wasserscheide in einer wasserreichen Hochebene bei Preszevo nur 438 m über dem Meeresspiegel liegt. Der Plan wird unter Beigabe von Lageplan, Längenschnitt und Querschnitten eingehend erläutert. Bei einer Gesamtlänge von 612 km werden 812 m Gefälle mit 104 Staustufen überwunden. Die Kanal- und Schleusenabmessungen sind für den Verkehr von 1800-t-Schiffen berechnet, die Baukosten sind nach Vorkriegspreisen auf rd. 300 Mill. R.-M. ermittelt. Der nach deutschem Vorbilde klar durchgearbeitete technische Teil der kleinen Schrift verdient die Beachtung der deutschen Fachwelt. Aber auch der Allgemeinheit bieten die politischen und wirtschaftlichen Ausführungen über die geschichtliche Entwicklung des Planes, dessen Finanzierung wohl nur mit amerikanischer Hilfe möglich sein wird, mancherlei Interessantes. Ctg.

Die geographische Verbreitung der Wasserkräfte Mitteleuropas. Von Arthur Lichtenauer. (Mitteilungen der Geographischen Gesellschaft zu Würzburg, 2. Jahrgang.) Würzburg 1926. Univ.-Verlagsbuchhandlung von Kabitzsch & Mönnich. Preis 6 R.-M.

Nach einem allgemeinen Teil über den Einfluß der geographischen Lage auf die Wasserkraft und anderseits auch über die Einwirkungen eines Wasserkraftausbaues auf die geographischen Verhältnisse werden in dem besonderen Teil die Wasserkräfte Mitteleuropas auf Grund neuester statistischer Angaben behandelt. Eine beigegebene Karte zeigt die Kraftdichte in PS/km² in verschiedenen Abstufungen. Von der Alpenregion, in der eine Kraftdichte von mehr als 30 PS/km² vorhanden ist, wird eine besondere Karte beigegeben. In dem eigentlichen Kraftkern der Westalpen geht die Kraftdichte auf über 150 PS/km² für einige kleinere Gebiete. Im allgemeinen enthalten Gebiete großer Kraftdichte auch die größten ausgebauten Leistungen, wobei aber die mehr agrarische oder industrielle Einstellung des Gebietes zu erheblichen Unterschieden führt.

Dem sich mit Wasserkraftfragen befassenden Fachmann gibt die Schrift viel Wissenswertes. Die Karten sind sehr übersichtlich und geben einen guten Überblick über die Verteilung der Wasserkräfte. Momber.

Eingegangene Bücher.

Münchener Jahrbuch der bildenden Kunst. Herausgegeben von den Direktoren der Staatlichen Kunstsammlungen. Offizielles Organ der Münchener Kunstwissenschaftlichen Gesellschaft. Neue Folge, Band IV, 1927. Heft 2. Der Prager Architekt Jean Baptiste Mathey. Von Joh. Jos. Morper. 130 S. mit 78 Abb. München 1927. Verlag Georg D. W. Callwey. Preis geh. 12,50 R.-M.

Berechnen und Entwerfen von Turbinen- und Wasserkraft-Anlagen. Von P. Holl. Neu bearbeitet von Dipl.-Ing. E. Glunk. Vierte Auflage. 187 S. mit 41 Abb. und 6 Tafeln. München und Berlin 1927. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. 8,80 R.-M., geb. 10,50 R.-M.

Die Schule des Erfinders. Erfindungstechnik. Von Oberingenieur F. Fenzl. Zweite Auflage. 104 S. Halle 1927. Carl Marhold Verlagsbuchhandlung. Preis geh. 3 R.-M.

Mitteilungen des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verbandes E.V. 1927, Heft 20. **Die Unterhaltungsarbeiten an Wasserkraftmaschinen und Wasserkraftanlagen.** Von Baurat L. Galland, Berlin. 36 S. mit 9 Abb. Preis 1,75 R.-M.

Ein Industriebau von der Fundierung bis zur Vollendung. 146 S., 177 Abb. sowie 17 Tafeln. Berlin 1927. Bauwelt-Verlag. In Ganzl. geb. 22 R.-M.

Bauen. Der neue Wohnbau. Von Bruno Taut. Herausgegeben von der Architektur-Vereinigung „Der Ring". 75 S. mit 166 Abb. Leipzig und Berlin 1927. Verlag Klinkhardt & Biermann. Preis geh. 5,50 R.-M., geb. 6 R.-M.

Willkür oder mathematische Überlegung beim Bau der Cheopspyramide. Von Ing. K. Kleppisch. 38 S. München und Berlin 1927. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. 1 R.-M.

Koninklijk Instituut van Ingenieurs. **Alphabetische Naamlijst van Eereleden, Gewone- es Buitengewone Leden van het Koninklijk Instituut van Ingenieurs.** 1. Januari 1927 (80e Instituutsjaar). 200 S. Amsterdam, L. J. Veen.

Anlagensammlung zu den Technischen Vorschriften für Bauleistungen VOB. Normen, Vorschriften, Erlasse. Bearbeitet von Ober-Regierungsbaurat Voss und techn. Regierungs-Oberinspektor Beerhold. 490 S. mit 35 DIN-Blättern und 218 Abb. Berlin 1927. Bauwelt-Verlag. Preis 8 R.-M.

Sammlung Göschen. **Nomographie des Bauingenieurs.** Von Prof. Dr.-Ing. Max Mayer. 111 S. mit 47 Abb. Berlin und Leipzig 1927. Walter de Gruyter & Co. Preis in Leinenb. 1,50 R.-M.

Grundregeln im deutschen Dachdeckerhandwerk. Gesammelt und herausgegeben vom Reichsverband des Deutschen Dachdeckerhandwerks (Innungsverband). Mai 1926.

Estudo dos Systemas Hyperestaticos, interna e externamente pela equação de Fontviolant. Von F. dos Santos Reis. 88 S. mit 14 Abb. und 31 Tafeln.

Uma Applicação da Theoria da Elasticidade aos Muros de Arrimo Ravier Feitos de Concreto Armado. Von F. dos Santos Reis. 55 S. mit 11 Abb. Rio de Janeiro 1926. Typ. d'A. Encadernadora, Rua S. José, 35.

Les formules du principe d'Archimède dans les differents cas des terrains saturés d'eau. Von F. dos Santos Reis. 21 S. mit 6 Abb. Rio de Janeiro 1927. Typ. d'A. Encadernadora, Rua S. José, 35.

Betriebs- und finanzwirtschaftliche Forschungen. II. Serie. Heft 26. **Über die psychotechnische Eignungsprüfung und ihre wirtschaftliche Bedeutung.** Von Dr. F. Gelfius, Dipl.-Ing. 87 S. Preis 2,50 R.-M.

Desgl. Heft 28. **Die Revision industrieller Tochtergesellschaften im Dienste der Mutterunternehmung.** Von Dr. W. Raunecker, Dipl.-Kaufmann. 168 S. Preis 4 R.-M.

Degl. Heft 29. **Statik und Dynamik in der Betriebswirtschaftslehre.** Von Dr. A. Beckel. 120 S. Berlin und Wien 1927. Industrieverlag Spaeth & Linde.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang — BERLIN, 16. September 1927. — Heft 41

Die neuen Hafen- und Industrieanlagen der Stadt Köln bei Köln-Niehl.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberbaurat **Bock**, Köln.

(Schluß aus Heft 37.)

V.

Die Bodenschichtung im ganzen Hafengebiet ist im allgemeinen für die Ausführung von Kunstbauten als günstig anzusprechen; unter einer mehrere Meter starken Lehmschicht wird Kies in mächtiger Lagerung angetroffen, der in seiner Mischung mit körnigem Flußsand und infolge seiner Reinheit sich vorzüglich für die Betonbereitung eignet. Schlamm und Fließsandnester sind allerdings in diesem ehemals zum Strombett gehörigen Gelände nicht selten, vor allem treten sie in der Nähe der jetzigen Uferlinie verhältnismäßig zahlreich auf. Auch trifft man hin und wieder frühere Strudeltrichter an, die mit Schlamm ausgefüllt sind. Beim Rammen eiserner Spundwände, die zufällig solche Strudellöcher durchschnitten, trat mehrfach die Erscheinung auf, daß eine gerammte Bohle beim Einrammen des nächsten Bohlenpaares infolge der Rammreibung mitgenommen wurde und in dem Strudelloch vollständig verschwand. Im allgemeinen wird etwa in der Tiefe der geplanten Hafensohle eine eisenoxydhaltige und sehr feste Kiesschicht angetroffen; sie hat verschiedene Versuche, mit hölzernen oder eisenbeschuhten hölzernen Spundbohlen und Pfählen zu arbeiten, vollkommen vereitelt. Eiserne Spundbohlen haben sich dagegen gut bewährt.

Im Industriegelände ist die Bodenschichtung ähnlich. Ausgegrabene römische Landhäuser, deren erhaltene Fußböden in der auflagernden Lehmschicht etwa 0,90 bis 1,20 m unter Flur angetroffen wurden, beweisen, daß die Lehmdecke zum großen Teil erst nach der Römerzeit wahrscheinlich bei Hochwasserkatastrophen aufgeschwemmt worden ist.

Im allgemeinen wurde beim Ausbaggern des Hafenbeckens so verfahren, daß man im ersten Baggerschnitt die auflagernde Lehmdecke abräumte; sodann baggerte man mit Löffelbaggern und einem Holländer Bagger im Schutze eines in der Hafenmündung stehen gelassenen Erddamms und unter Wasserhaltung mittels Zentrifugalpumpen, wobei es gelang, den Grundwasserspiegel im zukünftigen Becken bis zu 2 m niedriger zu halten als im offenen Strom, im anstehenden Kies tiefer; ein Lübecker Eimerkettenbagger, dessen Eimerleiter unter den abgesenkten Wasserspiegel reichte, vollendete die Hauptbaggerleistung; mit einem Schwimmbagger wurde endlich die Hafensohle abgeglichen. Auf diese Weise wurde es erreicht, daß das Baggergut im allgemeinen gleichmäßig für jede Baggerleistung ausfiel, was den umfangreichen Erdanschüttungen sehr zustatten kam. Leider wurde dieses Bestreben öfters vereitelt, da die Baustelle fünfzehnmal vom Hochwasser heimgesucht wurde.

Die Ausbildung der Uferbefestigungen ist je nach dem Zweck, dem das Ufer im Umschlagverkehr dienen soll, verschieden gewählt. Vor Schuppen und Speichern, also bei denjenigen Kaiflächen, die vorwiegend den schnell abzuwickelnden Handelsverkehr aufnehmen sollen, sind massive Mauern zur Anwendung gekommen, die mit so steil gestellter Vorderseite ausgerüstet sind, daß die Schiffe unmittelbar daran anlegen können. Für Massenumschlagverkehr dagegen, an denen der Schiffsverkehr nicht so lebhaft zu sein pflegt, ist aus wirtschaftlichen Gründen eine Zusammensetzung von steingeböschtem Ufer mit aufgesetzter Betonmauer gewählt worden. Die letztere Art der Uferbefestigung kam an dem westlichen Kai des Vorbeckens zur Anwendung, der im endgültigen Ausbau zwei Kipperanlagen aufnehmen soll; aber auch längs dem rd. 2400 m langen Werft am Industriegelände unterhalb Niehl wurde diese Konstruktion vor allem

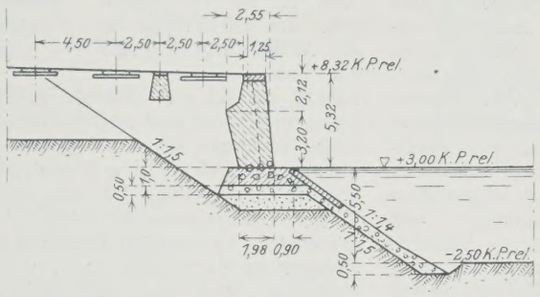


Abb. 5.

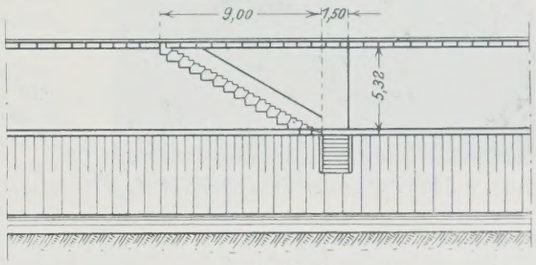


Abb. 6.

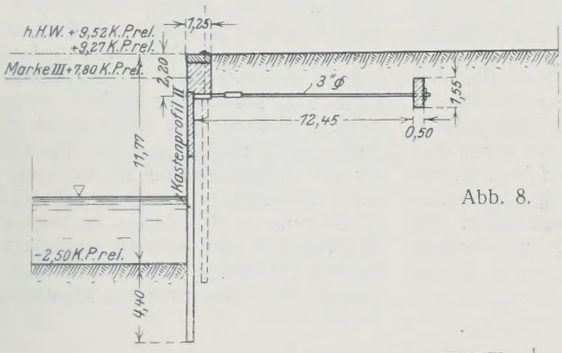
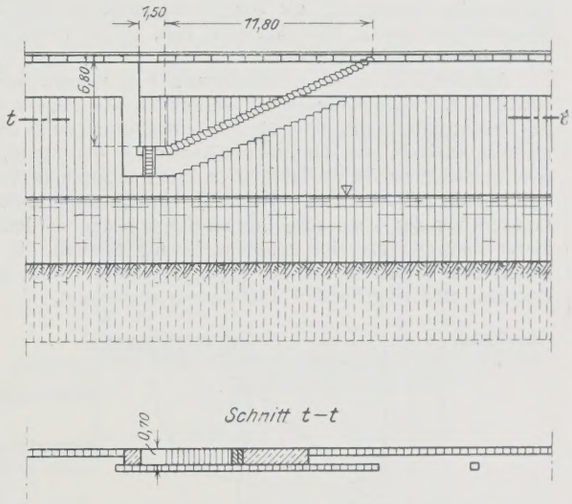


Abb. 8.



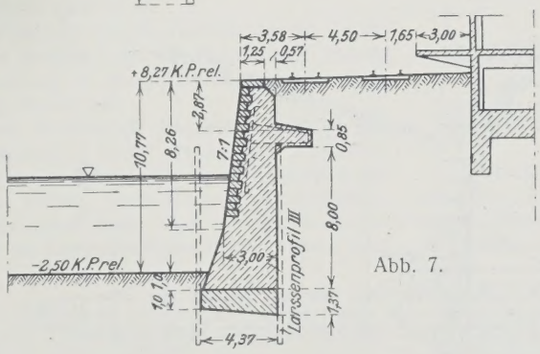


Abb. 7.

deswegen angewandt, weil dieses Werft das einbuchtende Ufer einer Stromkrümmung schützt, längs dem die Schiffahrtrinne in nächster Nähe vorbeiführt. Wenn man an dieser Stelle eine senkrechte Ufermauer ausführen wollte, so würde sich, wie bei vielen ähnlich gelagerten Kaianlagen am offenen Strom die Erfahrung gezeigt hat, der unerwünschte Zustand einstellen, daß die Hauptstrom- und Schiffahrtrinne noch näher zum Ufer hin herübergezogen worden wäre, so daß am Werft liegende Schiffe durch den durchgehenden ganz beträchtlichen Schiffsverkehr dauernde Störungen erlitten hätten.

Die aus Steinböschung und aufgesetzter Mauer ausgebildete Uferbefestigung ist in Abb. 5 u. 6 im Schnitt und in der Ansicht dargestellt. Die Gründung besteht aus einem Senksteinwurf mit vorliegendem geböschten Deckwurf. Der obere Teil des Steinwurfs ist in Beton verlegt, darauf ist die Mauer gesetzt, in deren Grundfuge einzelne Basaltsäulen den innigen Zusammenhalt zwischen Mauerwerkbeton und Grundplatte vermitteln.

Abb. 7 zeigt den Querschnitt der ganz massiven Mauer an den Handelswerften. Ihre Gründung wurde durch eine Schüttbetonsohle bewirkt, die zwischen Larssen-Spundwänden eingebracht wurde; nach Erhärten der Sohle wurde das aufgehende Mauerwerk im Trockenen in der leergepumpten Baugrube hergestellt. Die Mauer wurde mit einem rückwärtigen Sporn versehen, der in Höhe des gewachsenen Bodens angeordnet wurde, um durch Erdauflast das Kippmoment zu verringern. Es konnte dieser

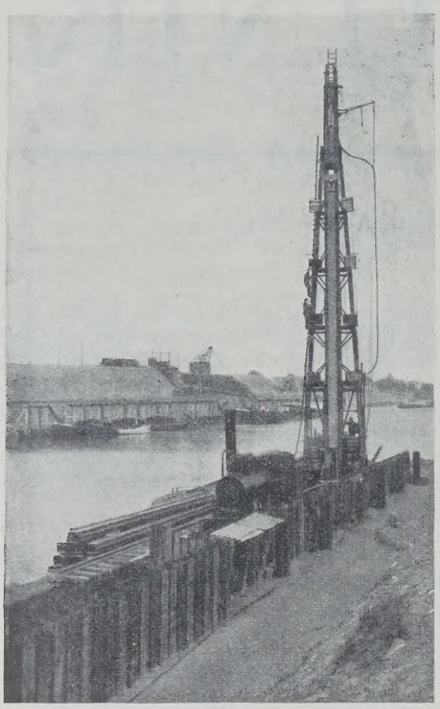


Abb. 9. Herstellen der Kastenprofilwand.

Sporn keine tiefere Lage erhalten, weil für die Bauausführung mit den höheren Rheinwasserständen dauernd gerechnet werden mußte. Dieser Mauerquerschnitt erwies sich als der wirtschaftlichste unter einer sehr großen Zahl vollkommen untersuchter Vergleichsquerschnitte, wobei auch Pfahl- und Brunnengründungen in Betracht gezogen worden waren.

Im weiteren Verlauf der Bauausführung kam man durch die Verwendung von Kastenprofilen der Dortmunder Union zu einer noch wirtschaftlicheren Lösung, deren konstruktive Durchbildung aus Abb. 8 hervorgeht. Diese Uferwand besteht aus einer durchgehenden Kastenprofilwand mit aufgesetztem Eisenbetonholm und rückwärtiger Verankerung. Die Treppennischen werden in der Weise gewonnen, daß man für ihre rückwärtige Begrenzung eine zweite Kastenprofilwand rammte und die Treppe auf Eisenbetonunterlage einbaute. Diese Uferwandkonstruktion ermöglichte die Ausführung unbekümmert um die höheren Wasserstände und in einer kürzeren Zeit, da sie vorwiegend aus Rammarbeit bestand (Abb. 9).

Aus der Zahl sonstiger bedeutender Kunstbauten seien erwähnt drei gewölbte Eisenbetonbrücken mit verlorenen Widerlagern zur Überführung des Hafenbahnverkehrs über die Straßeneinführungen in das Hafengelände, mehrere Auslässe von Hauptsammelkanälen in den Strom, von denen eine sehr bemerkenswerte Ausführung im Luftdruckgründungsverfahren fix und fertig niedergebracht wurde (Abb. 10), ein mit Luftgründung ausgeführtes Leitwerk vor der einen ausgeführten Kipperanlage und letztere selbst. Für dieses Bauwerk, das eine neuartige Lösung darstellt, die in gemeinsamer Arbeit des Verfassers mit der Firma J. Pohlig, Köln, gefunden wurde, erscheint eine eingehendere Erläuterung angebracht.

In der Kölner Kipperanlage ist folgender Grundgedanke verwirklicht: einmal soll es mit der Anlage ermöglicht werden, sowohl kippfähige wie die nichtkippbaren neuen Großraumgüterwagen zu behandeln, des weiteren soll die Verholarbeit der Schiffe während des Ladegeschäftes auf ein Mindestmaß eingeschränkt werden, endlich soll das Abdrehen der Wagen mittels Drehscheiben, wodurch große Zeitverluste entstehen, vermieden werden.

Die Hauptkonstruktionselemente sind aus Abb. 11 bis 13 ersichtlich. Die Gleisgruppe für die Anlage liegt hiernach auf hohem Damm, der nahezu parallel zur Uferlinie geführt ist. Es sind zwei Zustellungsgleise vorgesehen und zwei Sammelgleise für die geleerten Wagen. Alle Gleise vereinigen sich am Kipperbauwerk, das in Eisenbeton auf Brunnengründung ausgeführt ist und zwei fest eingebaute nebeneinanderliegende Trichter zur Aufnahme des Ladegutes besitzt. Der wasserseitig gelegene kleinere Eisenbetontrichter soll das Ladegut der kippfähigen Wagen (20 t) aufnehmen, während der landseitig angeordnete größere Trichter für das Ladegut der Großraumgüterwagen (50 t) dient. Über ihn ist auf fester Brücke der Gleisstrang hinweggeführt; die Wagen, die bekanntlich mit seitlichen Bodenklappen ausgerüstet sind, lassen beiderseits dieser Brücke das Gut in den Trichter hinabgleiten. Unter den Trichteröffnungen ist eine wagerecht schwenkbare Brückenkonstruktion eingebaut, in der ein Stahlförderband läuft, das das Ladegut aus den festgebauten Trichtern abzieht und über einen auf- und abwärts beweglichen Ausleger, an dessen Ende eine ausziehbare Schurre angeordnet ist, in den Schiffsraum befördert. Man hat also die Möglichkeit, mit ein- und demselben Förderbandapparat sowohl aus den Kipptrichtern als auch aus den Trichtern für die Großraumwagen zu entleeren. Die Förderbandbrücke läuft auf der Werftkante auf einem Gleisbogen, so daß man mit dem Auslegerende den Schiffsraum in 24 m Länge bestreichen kann. Durch die Beweglichkeit des Auslegers nach aufwärts und abwärts kann man sich der höheren oder tieferen Schiffslage entsprechend den verschiedenen Wasserständen anpassen. Unmittelbar vor dem Kipptrichter ist eine Drehscheibe vorgesehen, in die die Kipperplattform zur Aufnahme der Wagen eingebaut ist. Die Drehscheibe erfüllt den doppelten Zweck, aus den Zustellungsgleisen die Wagen aufzunehmen und sie rückwärts in die Ablaufgleise wieder abzugeben sowie etwa mit dem Bremserhäuschen falsch stehende Wagen vorher zu wenden. Die Wagen laufen in diese mit Neigung versehenen Sammelgleise selbsttätig ab. Das Gleis über dem großen Trichter für die Behandlung der Großraumwagen ist über das Bauwerk hinaus etwas weitergeführt und leitet die entleerten Wagen unter Ausnutzung des Gefälles über eine Weiche nach Anlauf gegen einen Prellbock rückwärts in ein Sammelgleis, das neben der eingangs erwähnten Gleisgruppe liegt, selbsttätig ab.

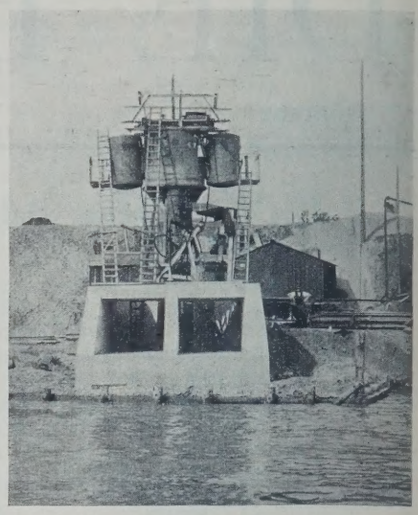


Abb. 10. Luftdruckgründung des Auslasses eines Hauptsammelkanals.

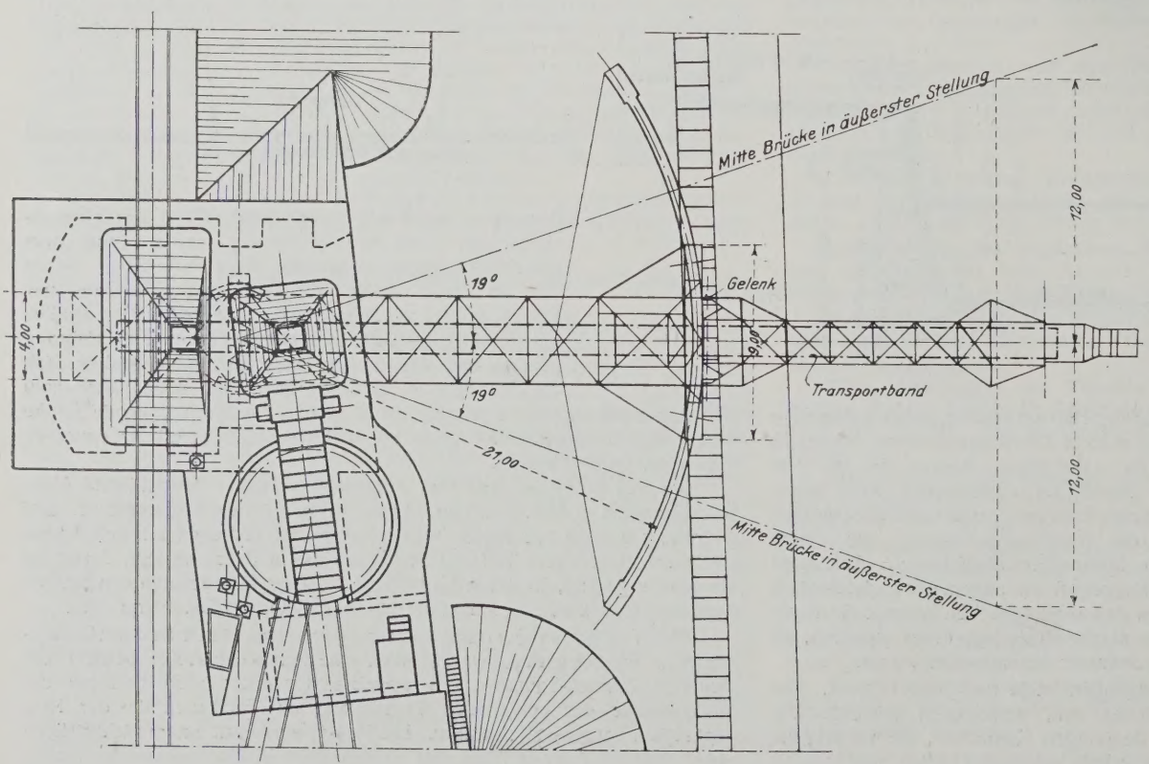


Abb. 11.

Die ganze Anlage (Abb. 14 u. 15) hat also einen universellen Charakter; sie ermöglicht die Behandlung der Wagen ohne Abdrehen aus ihrer Richtung und Verbringen in eine Stellung quer zur Uferkante zu Bunkern, die über dem Schiff angeordnet sind; sie schont durch Aufgabe des Ladegutes auf Förderband und

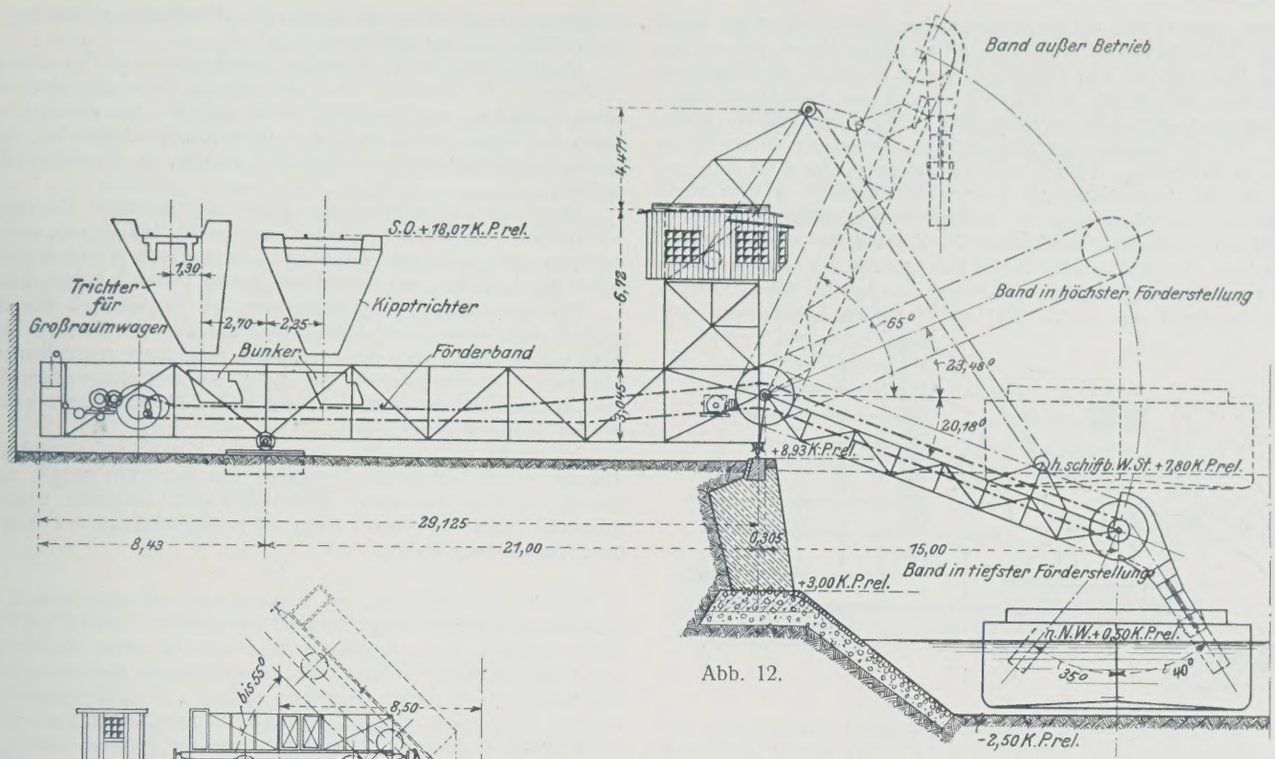


Abb. 12.

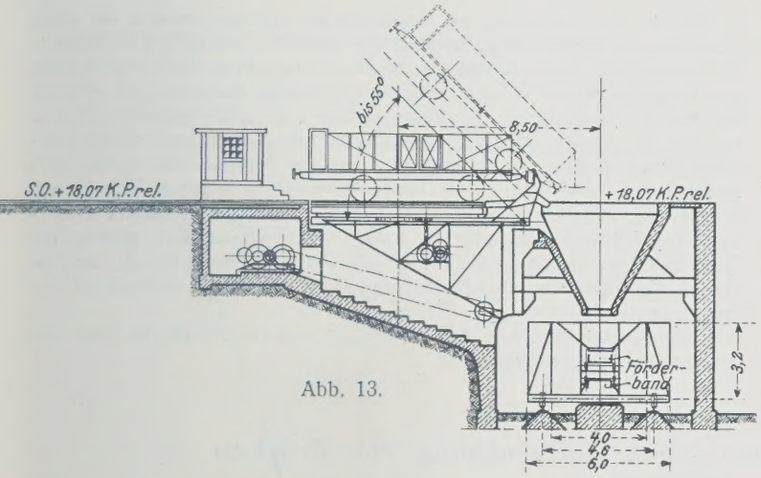


Abb. 13.

verstellbare Schurre dieses in besonderem Maße. Von Bedeutung ist auch, daß das Ladegut, das in an sich kippfähigen Wagen ankommt, deren Mechanismus aber versagt, einfach in den Großraumtrichter abgegeben werden kann, so daß es bei der Partie bleibt. Diese Kipperanlage ist seit Herbst 1925 in Betrieb genommen.

Zum Schluß sei noch einer Neuerung für die Ausbildung der Lagerhäuser und ihrer Kranausrüstung gedacht, die für Binnenhäfen zweckmäßig erscheint und deren Anwendung im neuen Handelshafen bei Köln-Niehl im Plan Berücksichtigung gefunden hat.

In den Lagerhäusern werden bekanntlich folgende Geschäfte abgewickelt: Die zu Wasser ankommenden Güter werden mit Ausnahme des schüttigen Gutes, wie Getreide, zunächst in einen Empfangsraum verbracht, in dem das Verwiegen, Prüfen, Verzollen und gegebenenfalls das Umpacken der Waren vorgenommen wird. Aus diesem Empfangsraum werden die Waren entweder auf Landfuhrwerken in das nähere oder fernere Hinterland des Hafenplatzes geleitet, oder sie werden vorübergehend im Hafen selbst auf Lager gebracht. Der Empfangsraum spielt also eine bedeutende Rolle; er muß so geräumig sein, daß die ganze Ladung eines Schiffes in ihm auf kürzestem Wege und vor allem übersichtlich, also ohne zu hohe Übereinanderstapelung der Güter, untergebracht werden kann, und er muß eine gute Tagesbelichtung aufweisen.

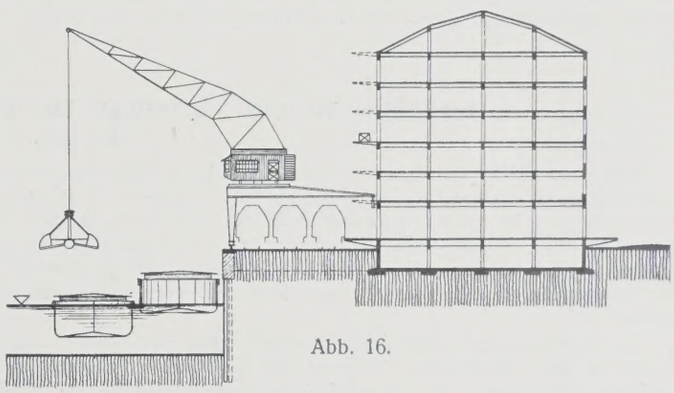


Abb. 16.

In Flußhäfen trifft man bisher die aus Abb. 16 ersichtliche Anordnung an, bei der Empfangsraum (Erdgeschoß) und Speicherböden in einem Gebäude vereinigt sind. Da die Breite eines solchen Gebäudes der Tagesbelichtung wegen im allgemeinen nicht über 25 m gewählt

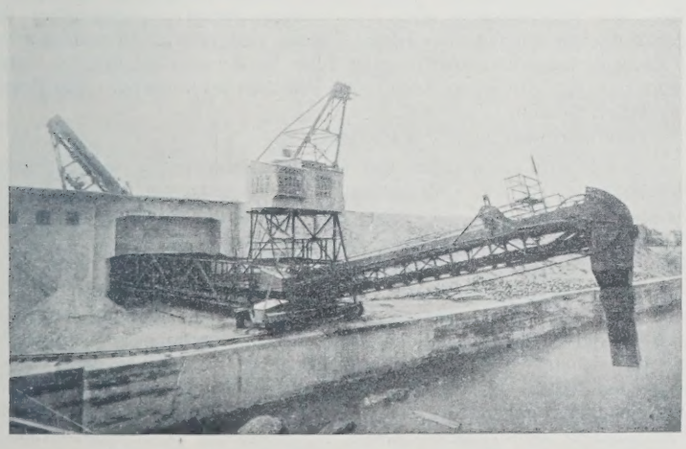


Abb. 14. Kipperanlage. Ansicht vom Wasser aus.

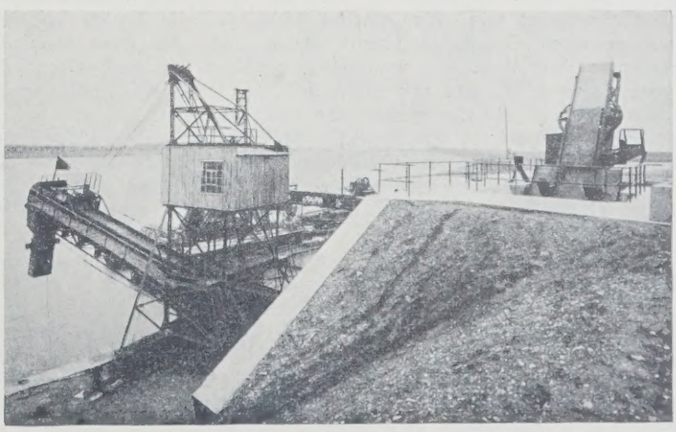


Abb. 15. Kipperanlage. Ansicht vom Lande aus.

werden kann, erweist sich der Empfangsraum im Erdgeschoß in der Regel als zu eng; diese Beengtheit wirkt sich um so empfindlicher aus, als die zahlreichen Pfeilerstützen viel Platz in Anspruch nehmen. Bei stärkerem Stückgutverkehr muß darum in vielen Fällen auch das erste Obergeschoß als Empfangsraum eingerichtet werden; bei zollpflichtigen Gütern widersetzt sich die Zollbehörde der gleichzeitigen Benutzung dieses Obergeschosses in den meisten Fällen, und die Hafenverwaltung ist dann gezwungen, da die Ausbreitung der ganzen Schiffsladung in dem einen Erdgeschoß und die Verzollung der Ladung nach Löschen des Schiffes nicht möglich ist, Kranlast für Kranlast der Zollrevision zu unterwerfen, eine Maßnahme, die zu einer erheblichen Verzögerung des Löschgeschäftes und damit zur Verlängerung der Liegezeit des Schiffes führt. Diesen Nachteilen begegnet man durch die Gestaltung des Lagerhauses nach

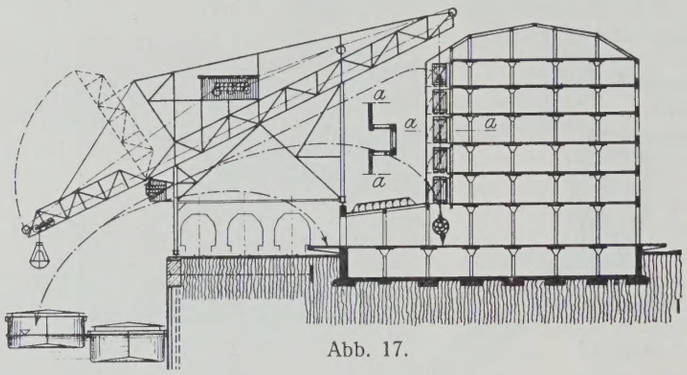


Abb. 17.

Abb. 17. Der Empfangsraum dieses Lagergebäudes weist eine Vergrößerung auf durch einen wasserseitigen Vorbau, dessen Dachfläche reichlich mit Oberlichtern durchsetzt ist, so daß gerade auf der Empfangseite eine gute Belichtung gewährleistet ist. Das Gebäude wird in diesem Falle mit einem Schrägbahnkran bedient, der sowohl unmittelbar auf die Erdgeschoßrampe wie auch durch eine Luke weiter rückwärts in den Empfangsraum hinein fördern, auch die Güter gemäß den eingezeichneten Lastwagen unmittelbar in die einzelnen Speicherstockwerke verbringen kann. Die Wasserfront des Speichers kann man zweckmäßig mit offenen Nischen ausstatten, in denen die Klapptüren der einzelnen Böden die Aufnahmepodeste bilden, sie machen das Verladegeschäft auf den einzelnen Stockwerken weniger gefahrvoll.

Es ist vielfach üblich, die oberen Speicherböden für Getreidelagerungen in Anspruch zu nehmen. Das läßt sich in einfachster Weise mit dem Schrägbahnkran bewerkstelligen, wenn man ihn mit einem Greifer ausrüstet und diesen durch eine Trichterluke des Speicherdaches, an die entsprechende Verteilrohre angeschlossen werden, in die oberen Geschosse entleert.

Die Neuerung vereinigt also große wirtschaftliche Vorteile in sich. Schrägbahnkrane haben gegenüber Drehkranen den Vorteil, daß die Zahl der Kranspiele wegen der eindeutigen Lastwege sich erheblich steigern läßt, zumal die Laufkatze mit Geschwindigkeiten bis zu 2 m/Sek. fahren kann.

Bei Verwendung von Gleichstrom als Betriebskraft für die Krane arbeitet man zudem bei Lastförderung aus den Speichern in die Schiffe oder in die Bahnwagen stromlos, oder man kann sogar Strom zurückgewinnen. Die beschriebene Neuerung, die in gemeinsamem Benehmen des Verfassers mit der Firma J. Pohlig, Köln-Zollstock, ausgearbeitet wurde, genießt patentamtlichen Schutz.

Im neuen Hafen wurde eine solche Krananlage zunächst zur Bedienung eines Lagerplatzes errichtet, die Kranbahn wurde zu diesem Zweck im Krangerüst durch Einschalten eines Gelenkes wagerecht angeordnet; später soll dieser Kran als Schrägbahnkran vor einem Lagerhaus Verwendung finden.

VI.

An der Bauausführung der beschriebenen Anlagen, soweit der erste Teilausbau in Frage kommt, wirkten von größeren Firmen mit Polensky & Zöllner in Köln, Grün & Bilfinger in Mannheim, Peter Bauwens in Köln und Gebrüder Meyer in Köln. Die fertiggestellten Hafenanlagen erfreuen sich bereits eines starken Zuspruchs seitens der handeltreibenden Firmen und der Reedereien. Im Industriegelände haben sich auch schon namhafte Werke niedergelassen, unter anderen die Armaturenfabrik Thelen & Rodenkirchen, die Elberfelder Glanzstoffwerke mit einer großen Kunstseidefabrik, die Forssmann-Holzblechwerke der Zigarettenfabrik Neuerburg, Grunderwerb haben für die Anlage neuer Werke darin getätigt die Linke-Hofmann-Werke und die Mineralölwerke Rhenania-Ossag; auch ist zurzeit die städtische Müllverbrennungsanstalt in diesem Gelände im Entstehen begriffen.

Schon heute darf man demnach sagen, daß die Politik der Stadt den rechten Weg eingeschlagen hat.

Grundzüge für ein Verfahren zur dynamischen Untersuchung von Brücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. **N. Streletzky**, Moskau.

Seit einer Reihe von Jahren werden in vielen Ländern dynamische Untersuchungen von Brücken angestellt; aber die Verfahren, die bei diesen Untersuchungen bis jetzt angewandt wurden, sind noch ziemlich roh. Dieser Umstand erklärt sich einerseits durch die Schwierigkeiten der Untersuchungen selbst, anderseits aber auch dadurch, daß Ziel und Zweck der Untersuchungen von den einzelnen Forschern verschieden aufgefaßt werden.

Die dynamischen Untersuchungen können zwei Ziele haben: erstens können sie dazu dienen, den Zustand der Brücken zu prüfen, um die zulässigen Achsdrücke und Zuggeschwindigkeiten festsetzen zu können; zweitens aber können sie unternommen werden, um die dynamischen Einflüsse der Lasten zu untersuchen.

Der Grundunterschied der beiden Aufgaben ist der, daß bei der ersten Aufgabe die Brücke selbst der Zweck der Untersuchung ist, während bei der zweiten die Brücke nur als ein Mittel zum Zweck anzusehen ist. Deswegen werden auch die Verfahren bei der Lösung der beiden Aufgaben verschieden sein. Man erkennt leicht, daß die beiden Aufgaben auch in ihren Grundzügen nicht gleich sind: die erste kann die Ergebnisse ihrer Prüfungen unmittelbar verfolgen und nachweisen; die zweite dagegen tut dies nur mittelbar, sie leitet die Einflüsse der Lasten erst aus den Ergebnissen der Brückenuntersuchung ab, bei ihr kann die Brücke als ein eigentümliches Meßgerät angesehen werden, das aber ziemlich grob und sehr verschiedenartig ist, wodurch die aus den Untersuchungen zu ziehenden Schlüsse sehr verschleiert werden. Aus diesem Grunde ist die erste Aufgabe grundsätzlich einwandfreier zu lösen als die zweite.

Die Hauptfrage bei der ersten Aufgabe ist die nach einem besonderen Kennzeichen für den Zustand einer Brücke. Man ist geneigt zu glauben, daß hierfür das Auftreten der größten Spannungen maßgebend ist, denn die größten Spannungen zeigen uns die Grenzen der Lasten und die Sicherheit der Brücke an. Deswegen werden die Prüfungen mit den größten Lasten durchgeführt und die größten Spannungen sorgfältig bestimmt. Aber es läßt sich leicht beweisen, daß ein solches Verfahren ungeeignet ist, denn man ist niemals sicher, ob auch die größten Spannungen bei den Prüfungen wirklich aufgesucht wurden und ob sie dann richtig nachgewiesen sind, weil bei den Meßgeräten die unvermeidlichen Fehler naturgemäß bei den größten Meßwerten auch am größten werden. Weiter fehlt es an einem Vergleichsmaßstab für diese größten Spannungen. Offenbar kann man sie doch nicht mit den zulässigen Spannungen in Vergleich setzen, denn diese gelten nur für solche Beanspruchungen, die sich rechnerisch ermitteln lassen und z. B. den Einfluß starrer Stabanschlüsse nicht berücksichtigen; die Größe solcher zusätzlichen Spannungen kann im voraus sehr schwer bestimmt werden. Schließlich ist noch ganz unbestimmt, wie sich die Spannungen aus der ständigen Last verteilen, die oft ebenso groß sind, wie die gemessenen Spannungen aus der beweglichen Last. Ein Spannungswert, der als Vergleichsmaßstab für die gemessenen Spannungen dienen könnte, müßte sowohl die Einflüsse der ständigen, wie die der beweglichen Lasten umfassen. Solange ein solcher Vergleichswert aber fehlt, hat es auch wenig Zweck, die größten Spannungen und die größten dynamischen Koeffizienten zu ermitteln, die den Unterschied der größten gemessenen dynamischen Spannungen gegenüber den rechnerischen oder — richtiger gesagt — gegenüber den statischen Spannungen darstellen. Dieses Verfahren der Ermittlung des größten dynamischen Koeffizienten, das bisher sehr oft benutzt wurde, kann nur als ein erster Schritt zur Prüfung des Zustandes der Brücke angesehen werden.

Hier muß man andere Wege einschlagen.

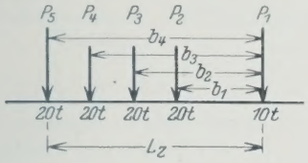
Es läßt sich voraussagen, daß das beste Mittel zur Untersuchung des Brückenzustandes die Untersuchung des inneren Arbeitsvorganges der Brücke unter der Last sein kann. Ein derartiger Vorgang ist die Umwandlung der äußeren Energie, die die Brücke von der Last erhält, in die innere Energie der Formänderung.

Wenn wir diesen Vorgang verfolgen und dabei nachprüfen könnten, wieviel von der Arbeit äußerer Kräfte in potentielle Energie verwandelt und wieviel durch Umwandlung in Wärme usw. verloren geht, so würden wir das sicherste und unmittelbarste Verfahren zur Prüfung des Brückenzustandes haben, da der Zustand jeder Brücke am besten durch die Abweichungen gekennzeichnet wird, die sich gegenüber der normalen Umwandlung der äußeren Arbeit in potentielle (Spannungs-) Energie ergeben.

Bei dem heutigen Stande der Meßgeräte ist jedoch eine unmittelbare Verfolgung dieses Umwandlungsvorganges der Energie noch nicht möglich; wir können daher nur die Kennzeichen des Vorganges erforschen und so die Frage zu lösen suchen.

Diese Abweichungen hängen davon ab, wie sich die äußere Arbeit im Innern der Brücke verteilt, sie werden hervorgerufen durch die inneren Eigenschaften der Brücke, die auf Nietverbindungen, Ungleichförmigkeiten des Baustoffes, Querschnitt- und Knotenpunktausbildung, Gesamtanordnung usw. beruhen, und stellen Störungen des normalen Energieumwandlungsvorganges dar.

Das Ergebnis des wirklichen inneren Arbeitsvorganges, der bei der Überfahrt der Lasten über die Brücke in dieser stattfindet, gibt das Brückendiagramm wieder, das von einem Meßgerät gezeichnet wird, und das das Gesetz der Formänderung eines Brückenteils oder der ganzen Brücke während der Wirkung der äußeren Kräfte zeigt. Nun ist der Vergleich



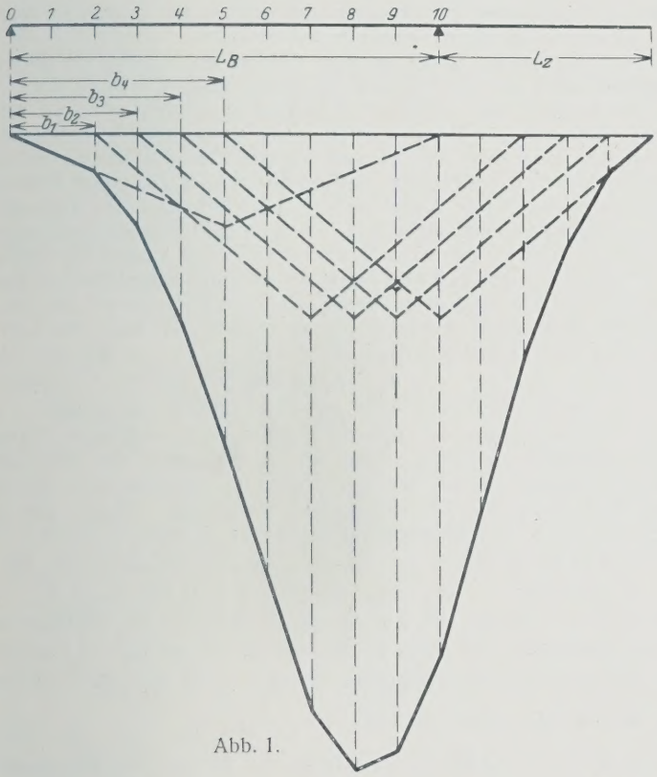


Abb. 1.

der Umrisse und der Fläche solcher Diagramme mit dem theoretischen Diagramm, das für eine ideale Brücke, die keine inneren Störungsursachen hat, gefunden werden kann, sehr wertvoll. Das Aufzeichnen eines solchen theoretischen Diagramms macht keine große Schwierigkeiten, weil es eine Summeneinflußlinie des ganzen Lastenzuges darstellt. Wenn man z. B. das Diagramm für ein Biegungsmoment erhalten möchte, das beim Befahren eines Trägers durch einen Lastenzug P_1, P_2, ... P_n mit den Lastabständen b_1, $b_2 - b_1$, ... $b_n - b_{n-1}$ entsteht, so muß man die Momenteneinflußlinien jeder Last zeichnen, wobei etwaige Unterschiede in der Lastgröße durch den Maßstab der Einflußlinienordinate sogleich ausgeglichen werden müssen. Entsprechend der beim Befahren nacheinander eintretenden Wirkung der einzelnen Lasten werden die einzelnen Einflußlinien um die Lastabstände gegeneinander seitlich versetzt, so daß die zeitlich gleichzeitig eintretenden, also die zugehörigen Einflußwerte übereinander zu liegen kommen und nunmehr als Summenordinaten aufgetragen werden müssen. Die Verbindung der Ordinatenendpunkte ergibt dann das theoretische Diagramm.

In Abb. 1 ist als ein Beispiel für dieses Verfahren ein Momentendiagramm eines einfachen Balkens gezeigt.

Dieses Verfahren stammt aus dem Jahre 1906 von Rabut. Im Jahre 1922 hat Rabinowitsch (Moskau) ein einfacheres Verfahren gefunden, das sich kurz auf folgende Überlegung stützt: die Einflußlinie des Biegungsmoments und aller Stabkräfte, Spannungen und Formänderungen, die aus dem Biegungsmoment stammen, kann als eine Seilkurve für die Lastengruppe, bestehend aus der Kraft P und ihren zwei Reaktionskräften, gezeichnet werden; daraus folgt, daß auch die Diagramme, wie eine Summeneinflußlinie, als eine Seilkurve für drei Lastenzüge bestimmt werden kann, von denen der erste durch den Lastenzug P_1, P_2 . . . . P_n gebildet wird, der zweite und der dritte aber aus den Reaktionslastenzügen R_{1l}, R_{2l} . . . . R_{nl}, R_{1r}, R_{2r}, ... R_{nr} besteht, die die Reaktionen der Lasten P_1, P_2 . . . . P_n über dem linken und rechten Auflager ergeben. In Abb. 2 ist dieses Verfahren dargestellt.

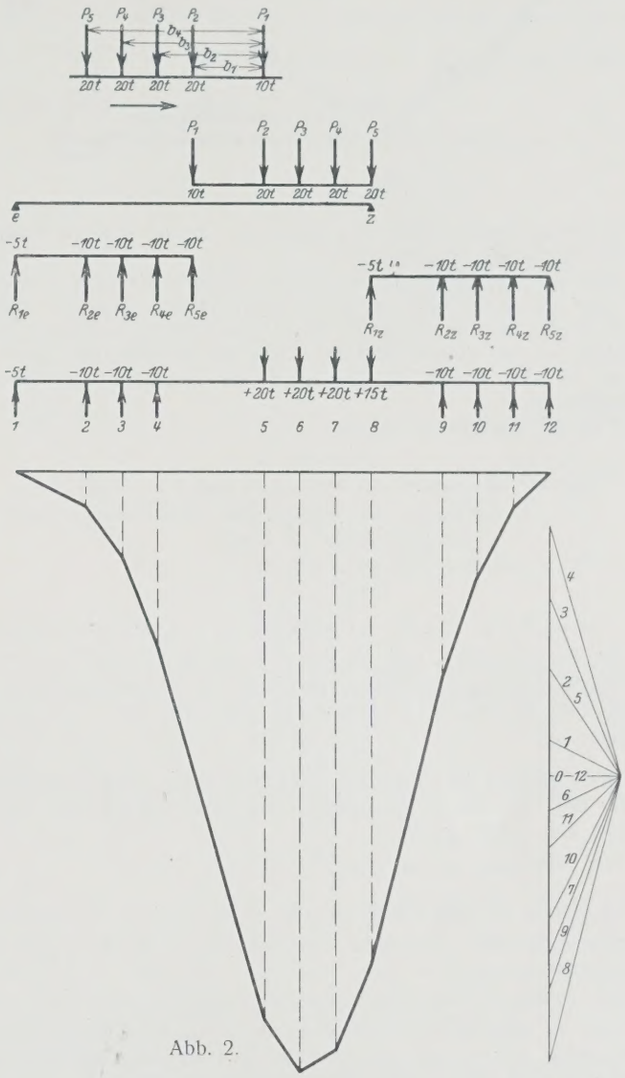


Abb. 2.

Die Diagramme für die Durchbiegungen können auf demselben Wege gefunden werden; die Belastung des Trägers darf dann aber nicht aus den Lasten P_1 . . . . P_n bestehen, sondern muß durch die Gewichte der Momentenfächen und ihrer Reaktionen gebildet werden.

Bei diesen theoretischen Diagrammen kann man drei Arten unterscheiden: 1. Die statischen Diagramme, die von einem statischen Lastenzuge mit konstanten Lasten P_1 . . . P_n stammen. 2. Die statisch-dynamischen Diagramme, die von einem Zuge mit infolge ihrer Massenwirkung veränderlichen Lasten P_1, ... P_n stammen, wobei aber die durch die Belastung entstehende Arbeit der Brücke rein statischen Gesetzen folgt, das heißt die dynamischen Einflüsse der Brücke selbst bleiben unberücksichtigt. Um ein solches statisch-dynamisches Diagramm zeichnen zu können, muß man das Gesetz kennen, nach dem sich die Kraft P mit der Zeit, oder, was bei gleichmäßiger Geschwindigkeit dasselbe ist, mit dem Wege ändert. Dieses Gesetz ergibt sich für Lokomotiven aus deren dynamischen Kennlinien, wie sie in Rußland bereits für viele Lokomotiven aufgestellt und in Abb. 3 beispielsweise dargestellt sind.[1]) 3. Die dynamischen Diagramme, die von der dynamischen Arbeit der Brücke beeinflußt werden, das heißt von einer solchen Arbeit, bei der die Beschleunigungskräfte und Stoßkräfte der

[1]) Entnommen aus der Sonderausgabe der Z. d. V. D. I., „Eisenbahnwesen" 1925, S. 344. Streletzky: Ergebnisse der Brückenuntersuchungen in Rußland 1919 bis 1924.

Brücke nicht vernachlässigt werden. Das Aufzeichnen dieser dynamischen theoretischen Diagramme ist sehr schwierig; es genügt aber in der Praxis die Kenntnis der zwei ersten Arten der Diagramme. Die glatte Kurve des statischen Diagramms und die Kurve mit den darüber gelagerten Schwingungen des statisch-dynamischen Diagramms nähert sich stufen-

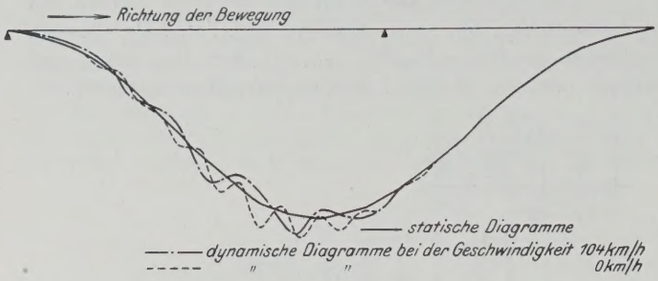


Abb. 4.

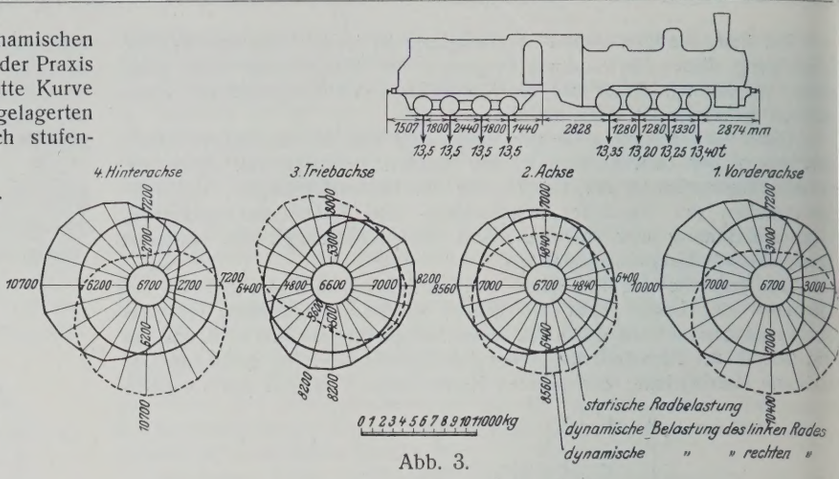


Abb. 3.

weise dem wirklichen empirischen Diagramm. In Abb. 4 ist ein Beispiel[2]) solcher Diagramme wiedergegeben.

Aber das Aufzeichnen der theoretischen Diagramme erfordert ziemlich viel Zeit und kann nicht als ein Massenverfahren betrachtet werden; hierfür kommt eher der Vergleich der Diagrammflächen in Frage. Dieses Verfahren ist sehr einfach, weil die Fläche des theoretischen Diagramms an und für sich bekannt ist. Sie ist, da das Diagramm eine Summeneinflußlinie ist,

1. für ein statisches Diagramm:

$$F_t = \Sigma P_s \cdot f_t,$$

wo: ΣP_s die Summe der konstanten Lasten des Zuges ist,
f_t die Fläche der theoretischen Einflußlinie, bekannt aus der Berechnung der Brücke;

2. für ein statisch-dynamisches Diagramm:

$$F_t = \Sigma P_d \cdot f_t$$

wo: ΣP_d die Summe der dynamischen veränderlichen Lasten ist.

Da die dynamische Last P_d um ihre mittlere Größe P_s schwankt und ihre Schwingungsdauer viel kürzer ist, als die Zeit der Durchfahrt des Zuges über die Brücke, so können wir auch hier $\Sigma P_d = \Sigma P_s$ setzen; ist dann:

$$F_t = \Sigma P \cdot f_t.$$

Das Verhältnis der Fläche des durch Messung gefundenen Diagramms zu der des theoretischen Diagramms werde Flächenkoeffizient des Diagramms oder F-Wert genannt.

Wir bezeichnen ihn mit $K_f = \frac{F_e}{F_t} = \frac{F_e}{\Sigma P \cdot f_t}$.

Die Fläche F_e wird durch einfaches Planimetrieren des empirischen Diagramms gefunden: ΣP und f_t sind bekannt. So erhält man sehr einfach den F-Wert K_f.

Der F-Wert K_f, der den ganzen Vorgang der Lastwirkung kennzeichnet, ist offenbar einwandfreier als der dynamische Koeffizient oder Stoffzuschlag, der nur von einer Ordinate der Diagramme abgeleitet wird. Er ist auch deswegen weniger fehlerhaft, weil die Fehler der Meßgeräte sich ausgleichen und er somit ein mittlerer Beiwert ist. Außerdem bringt die Benutzung des F-Wertes noch folgende Vorteile mit sich: Die vielen Untersuchungen Rußlands über die Größe des F-Wertes haben gezeigt, daß dieser Wert von der Geschwindigkeit des Zuges unabhängig ist, wie Abb. 5 zeigt. Er wird auch wenig von den zufälligen Faktoren der Lastwirkung beeinflußt, die die Diagrammordinaten meist stark verzerren und die daher auf die Größe des dynamischen Koeffizienten sehr ungünstig wirken. Die Schwierigkeiten, die sich hieraus und aus der Abhängigkeit von der Geschwindigkeit für die Bestimmung des dynamischen Koeffizienten ergeben, fallen bei der Benutzung der F-Werte fort, sie sind daher viel geeigneter und bequemer und drücken den Zustand der Brücke viel besser aus als die dynamischen Koeffizienten.

Als ein weiterer Schritt auf dem Gebiete der Prüfung des Brückenzustandes darf die Untersuchung der empirischen Einflußlinien betrachtet werden. Die empirischen Einflußlinien wurden schon oft untersucht. Die Schweizer benutzten hierfür eine als schwere Achse besonders konstruierte Einzellast, die bei ihrer Überfahrt über die Brücke die Einflußlinie durch die Meßgeräte aufzeichnete. Aber nicht jede Prüfungsstelle kann eine solche Achse besitzen, auch erscheint ihre Anwendung für ein Massenverfahren ungeeignet. Die nächsten Untersuchungen werden nun zeigen, daß es gar nicht so schwer ist, diese empirischen Einflußlinien aus dem Prüfungsdiagramm eines Lastenzuges abzuleiten, da dieses Diagramm ja, wie oben gezeigt, eine Summeneinflußlinie ist. Bei diesem Verfahren geht man umgekehrt vor als bisher, und zwar wie folgt:[3]) Das Diagramm für den Lastenzug P_1, P_2 . . . . P_n mit den Lastabständen b_1, $b_2 - b_1$ . . . . $b_n - b_{n-1}$ wird, wie aus Abb. 6 zu ersehen, auf der Strecke von 0 bis b_1 nur von einer Einflußlinie gebildet. Auf dieser Strecke können wir also die Ordinaten der empirischen Einflußlinien unmittelbar erhalten, wenn wir die Ordinaten des Diagramms durch P_1 dividieren. Auf der Strecke $(b_1 - b_2)$ dagegen setzt sich das Diagramm schon aus zwei Einflußlinien zusammen. Dabei sind die Ordinaten der einen Einflußlinie auf der Strecke zwischen 0 und $(b_2 - b_1)$ mit P_2 und die Ordinaten der anderen auf der Strecke zwischen b_1 und b_2 mit P_1 multipliziert. Wenn nun die Strecke zwischen 0 und $(b_2 - b_1)$ kleiner als die Strecke von 0 bis b_1 ist, so sind auch die Ordinaten der zweiten Einflußlinie auf dieser Strecke zwischen 0 und $(b_2 - b_1)$ bekannt. Die Ordinaten der ersten Einflußlinie zwischen b_1 und b_2 ergeben sich dann aus folgender allgemeiner Gleichung $\eta_{b_1 - b_2} = (Y_{b_1 - b_2} - P_2 \eta_{o-(b_2 - b_1)}) \frac{1}{P_1}$, wobei $Y_{b_1 - b_2}$ die Ordinate des Diagramms auf der Strecke zwischen b_1 und b_2 und $\eta_{o-(b_2 - b_1)}$ die Ordinate der Einflußlinie auf der Strecke zwischen 0 und $(b_2 - b_1)$ darstellt. Für den vorliegenden Fall (Abb. 6) wird also $\eta_3 = (Y_3 - P_2 \cdot \eta_1) \frac{1}{P_1}$. Auf der Strecke zwischen b_2 und b_3

[2]) Wie zu [1]) S. 343.

[3]) Das Verfahren stammt von Ing. Rabinowitsch, Moskau.

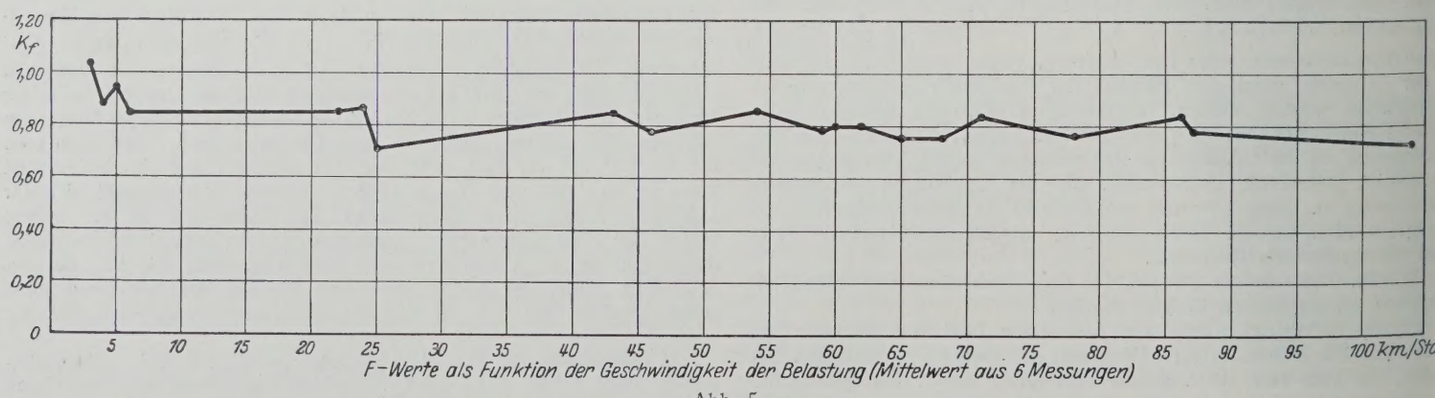


Abb. 5.

besteht das Diagramm dann aus drei Einflußlinien; hier bekommen wir die Ordinaten der Einflußlinie auf dieselbe Weise wie vorher.

$$\eta_{b_2-b_3} = (Y_{b_2-b_3} - P_2\,\eta_{b_1-b_2} - P_3\,\eta_{o-(b_2-b_1)})\frac{1}{P_1} \text{ usw.}$$

Das Verfahren ist, besonders wenn man viel Lasten hat, ziemlich zeitraubend, zumal es sehr sorgfältig durchgeführt werden muß; deswegen ist es auch als Massenverfahren nicht brauchbar. Für Massenprüfungen muß man Koeffizienten finden, die die empirische Einflußlinie kennzeichnen können, ohne daß die Einflußlinie gezeichnet werden muß. Hierfür kommt erstens ein Koeffizient in Betracht, der die Verzerrung des Umrisses der Einflußlinie bewertet und zweitens ein solcher, der das Verhältnis der empirischen Einflußlinienfläche zu der theoretischen darstellt. Der Verzerrungskoeffizient kennzeichnet dann das auf den Flächenwert K_f bezogene Verhältnis der Ordinate des Diagramms oder der empirischen Formänderung zu derselben theoretischen Formänderung.

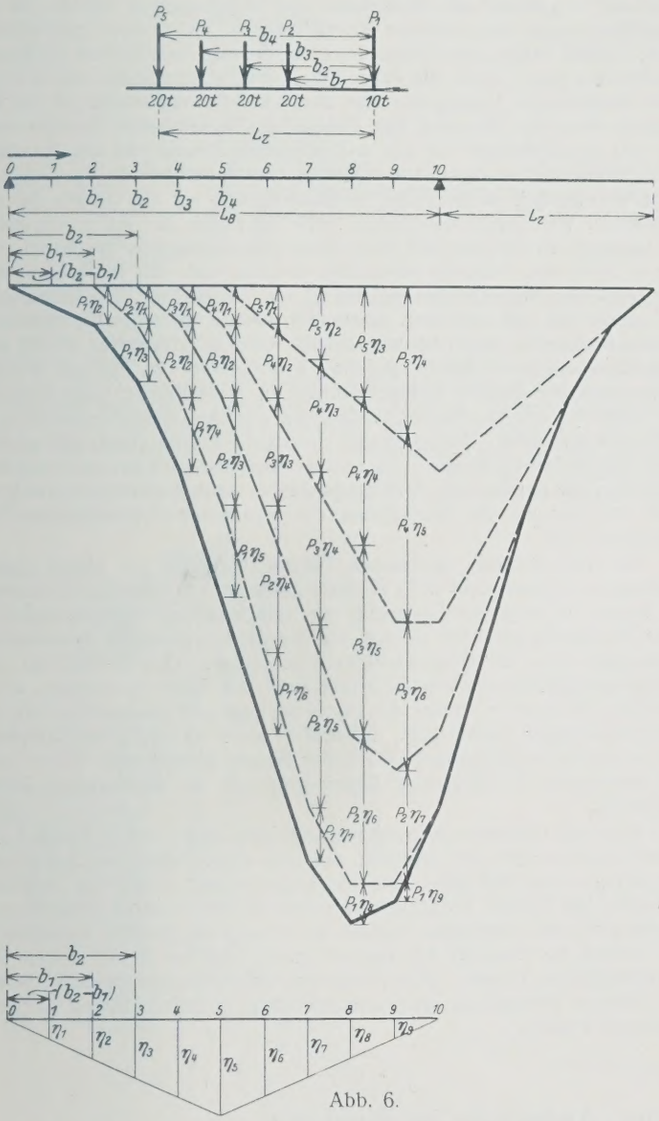


Abb. 6.

Wir bekommen also den Verzerrungskoeffizienten

$$\gamma = \frac{\frac{Y_e}{Y_t}}{K_f} = \frac{p_e \cdot f_e}{p_t \cdot f_t} : K_f = \frac{p_e \cdot f_e}{p_t \cdot f_t} \cdot \frac{\Sigma P \cdot f_t}{\Sigma P \cdot f_e} = \frac{p_e}{p_t}, \text{ wobei}$$

Y_e die empirische Formänderung gleich $p_e \cdot f_e$,

f_e die Fläche der empirischen Einflußlinie,

p_e die gleichmäßig verteilte Last für die empirische Einflußlinie;

Y_t die theoretische Formänderung gleich $p_t \cdot f_t$,

f_t die Fläche der theoretischen Einflußlinie und

p_t die gleichmäßig verteilte Last für die theoretische Einflußlinie.

Der Verzerrungskoeffizient γ ergibt sich hiernach gleich dem Verhältnis der beiden den empirischen und theoretischen Einflußlinien zugehörigen virtuellen gleichmäßig verteilten Lasten. Da die virtuellen Lasten nur von dem Umrisse der Einflußlinien abhängig sind, so ist auch der Koeffizient γ nur von dem Umrisse der Einflußlinien abhängig und kennzeichnet somit die Unterschiede oder die Verzerrungen dieser Einflußlinien. Wird $\gamma > 1$, so bedeutet dies, daß die empirische Einflußlinie hinter der theoretischen zurückbleibt, was auf größere innere Reibungen oder Störungen schließen läßt. $\gamma < 1$ deutet dagegen auf Verminderung dieser Reibungen. Daraus folgt aber nicht, daß $\gamma < 1$ auf einen besseren Zustand der Brücke hinweist als $\gamma > 1$; die Normalwerte, die als Maßstab für die Bewertung von γ gelten können, bestehen noch nicht und können nur aus einer großen Zahl von Prüfungen gefunden werden, die noch nicht ausgeführt sind. In Abb. 7 sind zwei Beispiele dargestellt, die die aufgenommenen Diagramme und die gefundenen Einflußlinen, sowie die daraus abgeleiteten Werte γ enthalten.

Ist γ bekannt, so können wir $p_e = \gamma\, p_t$ bestimmen, da p_t aus der Berechnung der Brücke bekannt ist; dann ist auch die Fläche der empirischen Einflußlinie f_e bestimmt, nämlich $f_e = \frac{Y_e}{p_e}$, und somit auch der Einflußlinienflächenkoeffizient $K_e = \frac{f_e}{f_t}$.

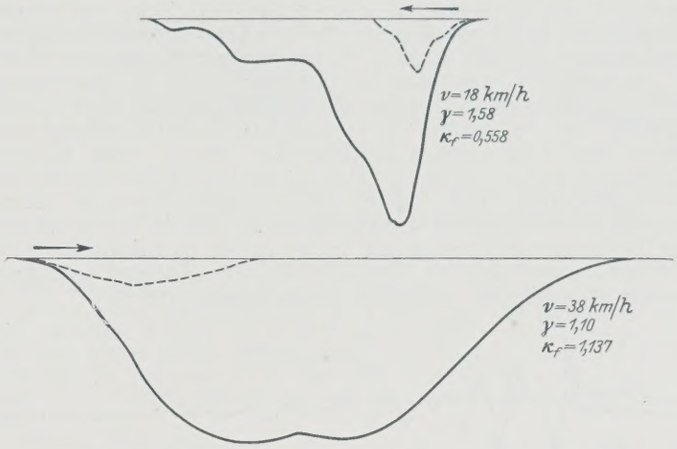


Abb. 7.

Auf diese Weise können wir die Fläche der empirischen Einflußlinie bestimmen und eine Vorstellung von deren Umriß bekommen, ohne daß wir die empirische Einflußlinie dazu zeichnen müssen. Für die Bestimmung der Beiwerte γ und K_e muß man kennen: 1. die empirische Formänderung, d. h. die Ordinaten des aufgenommenen Diagramms; 2. die theoretisch errechnete Formänderung (Spannung, Durchbiegung); 3. den schon oben erwähnten Flächenkoeffizienten K_f.

Hiernach geht das Berechnen der Beiwerte sehr schnell vor sich, so daß dieses Verfahren für Massenprüfungen geeignet ist.

Da der Flächenkoeffizient K_f, wie gesagt, von der Geschwindigkeit der Lasten nicht abhängig ist, so ist auch die Fläche der empirischen Diagramme von der Geschwindigkeit unabhängig. Der Beiwert γ, der Umriß und die Ordinaten der Diagramme sind dagegen wesentlich von der Geschwindigkeit abhängig. Daraus folgt, daß der Einfluß der Geschwindigkeit auf die Diagramme jedesmal positiv und negativ sein muß, so daß er sich im ganzen aufhebt.

Der Vergleich der empirischen und theoretischen Diagramme zeigt ferner, daß dieser Einfluß auch in einer Verschiebung der empirischen Diagramme in der Fahrtrichtung der Lasten stattfindet, was eine Verspätung der Phase des empirischen Diagramms im Vergleich mit dem theoretischen ausdrückt.

Diese Verzögerung muß grundsätzlich von den inneren Widerständen und Störungen der Brücke abhängen und deswegen großes Interesse haben. Aber die unmittelbare Untersuchung dieser Verzögerung durch den Vergleich der Diagramme ist schwierig und unbequem, da man dazu die theoretischen Diagramme zeichnen und die ganze Untersuchung auf die Feststellung sehr kleiner Größenunterschiede stützen muß, was sehr ungenau werden muß. Dazu kommt noch, daß die Reibung der Geräte selbst auch eine Phasenverschiebung zur Folge hat, was die ganze Untersuchung erschwert. Es empfiehlt sich daher, die Verspätung der Formänderung und die inneren Reibungen der Brücke auf anderem Wege zu verfolgen; als solcher kommt ein einfacher Stoß- oder Fallversuch in Frage. Dazu braucht man ein kleines Gestell und ein Gewicht von 50 bis 60 kg, das von einer bestimmten Höhe auf einige zusammengestellte Holzschwellen, die auf der Fahrbahn der Brücke liegen, fallen läßt. Die Meßgeräte (besonders System Geiger) registrieren sehr schön die Frequenz sogar sehr kleiner Schwingungen; dadurch kann man die Schwingungen der Brückenglieder sogar bei einem kleinen Stoß ganz gut nachweisen und den Versuch ziemlich genau durchführen. Die Amplituden der Eigenschwingungen, die infolge des Stoßes entstehen, pflanzen sich in den Brückengliedern fort und werden von den Meßgeräten, die an verschiedenen Punkten der Brücke befestigt werden, aufgezeichnet. Am be-

quemsten ist das Verfahren, den Augenblick der größten Schwingung bei den Meßgeräten festzulegen, der das Ende der Zuwachsperiode der Energiewelle an dem Meßpunkte bedeutet. Setzen wir diese Dauer gleich der Zeit der Erweiterung des Grundtons der Eigenschwingungen, der sich am langsamsten ausbreitet, so können wir die Geschwindigkeit bestimmen, mit der sich in der Brücke die Grundschwingungen ausbreiten, und durch den Vergleich mit der theoretischen Geschwindigkeit die Verzögerung des Grundtons feststellen. Die theoretische Geschwindigkeit kann mit der Formel $v = \frac{K \cdot \pi}{l} \sqrt{\frac{g \cdot E \cdot J}{p}}$ bestimmt werden, wobei

K den Grad der Frequenz der Schwingungen (bei Grundton $K = 1$),
l die Entfernung des Meßpunktes von dem Stoßpunkt und
p die ständige Last bedeutet.

Die Erfahrungen, die mit diesem Verfahren in Rußland gemacht wurden, zeigen, daß es praktisch brauchbar ist.

Die Eigenschwingungen der Brücke, die nach dem einfachen Stoß entstehen, verkleinern sich nach einem bestimmten Gesetze, das von dem Zustande der Brücke abhängig ist. Bei den Untersuchungen in Rußland wird die Zeit ermittelt, die nötig ist, um die Eigenschwingungen bis auf $^1/_{10}$ zu verkleinern, was einem Energieverlust bis auf $^1/_{100}$ gleichkommt. Sehr interessant sind die Kurven, die die Amplituden der Schwingungen umhüllen: bei den Geräten, die nahe an dem Stoßpunkte befestigt sind, folgen diese Kurven einem logarithmischen Gesetze, wobei die erste Schwingung auch die größte ist; aber bei den Geräten, die von der Stoßstelle weit entfernt sind, liegt die größte Amplitude nicht am Anfang, sondern bei einer späteren Schwingung, woraus sich die Geschwindigkeit der Bewegung der Formänderung in der Brücke bestimmen läßt. Die Umhüllungskurve selbst ist in diesem Fall viel verwickelter und infolge innerer Störungen und Widerstände unregelmäßiger (Abb. 8).

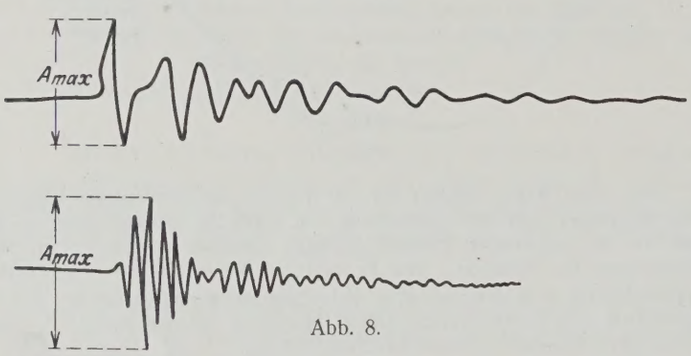


Abb. 8.

Diese Unregelmäßigkeiten kennzeichnen also auch die inneren Störungen, die bei schlechtem Zustande der Brücke sehr groß sein können. Daraus ist zu schließen, daß bei den empirischen Koeffizienten nicht nur die Zahlenwerte selbst, sondern auch ein Vergleich dieser an verschiedenen Brückenteilen ermittelten Koeffizienten untereinander ein sehr brauchbares Mittel zur Beurteilung des Brückenzustandes bilden können.

Wie groß die als Maßstab zu verwendenden Normalwerte der empirischen Beiwerte sein müssen, das ist noch schwer zu sagen; sie müssen bei den reihenweise vorzunehmenden Massenprüfungen noch gefunden werden und werden wahrscheinlich in verschiedenen Ländern wegen der Verschiedenartigkeit der Brückenbaugrundsätze nicht ganz gleich sein. Aber es ist schon wichtig, die Aufmerksamkeit der Forscher auf diese Beiwerte zu lenken, die sehr leicht gefunden werden können, und doch einen ziemlich tiefen Blick in die innere Arbeit der Brücke gestatten.

Das Verfahren der zweiten Aufgabe der dynamischen Untersuchung — der Bestimmung der dynamischen Wirkungen der Lasten — ist viel einfacher. Das liegt hauptsächlich daran, daß die Untersuchung der Lasten mittelbar durch die Brücke geschieht, was eine Vertiefung der Frage unmöglich macht; denn der Grundsatz, der für alle solche Untersuchungen gelten muß, nämlich die Annahme, daß die Formänderungen, die an der Brücke gemessen werden, proportional den äußeren Kraftimpulsen sind, kann nur als eine erste und sehr rohe Annäherung betrachtet werden, die der Wirklichkeit nicht entspricht.

Die Formänderungen, die bei der dynamischen Arbeit der Brücke in den einzelnen Baugliedern entstehen, sind nicht nur das Ergebnis der dynamischen Wirkungen der Lasten, sondern auch der inneren Störungen, Widerstände und Verzögerungen im Kraftfluß, die die Lastwirkungen unbestimmt vergrößern oder verkleinern und unberechenbar machen, da die Formänderungen den äußeren Kraftwirkungen nicht mehr proportional sind. Dieses Fehlen jeder Proportionalität, die man stets bei den Prüfungen beobachten kann, macht die ganze Frage äußerst verwickelt und läßt nur eine schematische Lösung zu. Ein deutlicher Beweis hierfür ist die allgemein bekannte Streuung der Punkte des dynamischen Koeffizienten, die bei den Prüfungen an ein und derselben Brücke und mit derselben Last beobachtet werden. Unter diesen Umständen ist es nur möglich, ganz oberflächlich in die Frage einzutreten, und nur die Größen der dynamischen Wirkungen festzulegen, ohne die Natur der Sache ergründen zu können. Es ist klar, daß bei solchen Untersuchungen, bei denen eine ganze Reihe von Faktoren unbeachtet bleiben muß, das beste Verfahren dasjenige der Massenbeobachtungen ist, die an ein und demselben Bauteil ausgeführt und statistisch verarbeitet werden, denn nur bei einer sehr großen Beobachtungszahl können sich die nicht zu erfassenden positiv und negativ wirkenden Faktoren gegenseitig aufheben. In Rußland wurden hierzu mehrere hundert Versuchsfahrten an einer Brücke vorgenommen. Die Zahl der aufgenommenen Diagramme erreichte dadurch die Zahl von mehreren tausenden. Natürlich sind derartige Prüfungen teuer und können nicht oft wiederholt werden. Es ist aber auch klar, daß bei einem solchen Verfahren die Bearbeitung der Ergebnisse nur sehr oberflächlich sein kann und sich nur auf die Bestätigung des dynamischen Koeffizienten beschränken muß.

Die verschiedenen wirksamen Faktoren werden bei diesen Untersuchungen geändert und nicht konstant gehalten, um ihren Einfluß kennen zu lernen; so muß der Lastenzug mit verschiedenen Geschwindigkeiten über die Brücke gefahren werden, um die Abhängigkeit der dynamischen Wirkungen von der Geschwindigkeit zu prüfen. Den Einfluß der Beschleunigungskräfte der Lokomotivteile kann man ferner beobachten, wenn man die Lokomotive einmal mit geschlossenem und ein anderes Mal mit geöffnetem Regler fahren läßt. Schließlich kann man auch die Dämpfung der dynamischen Wirkungen durch die Wagen beobachten, indem man die dynamische Wirkung einer Lokomotive mit der eines ganzen Zuges vergleicht.

Aber aus mehreren dynamischen Untersuchungen, die in Rußland gemacht wurden, hat sich ergeben, daß alle diese Ergebnisse bisher nur ein wenig klares Bild geben und nur folgende ganz allgemeine Schlüsse zulassen: Der Einfluß der Diesellokomotive ist kleiner als der einer Dampflokomotive; der dämpfende Einfluß der Wagen ist ziemlich beträchtlich, der Einfluß des Dampfes ist dagegen gering und nur bei kleineren Geschwindigkeiten fühlbar. Alle Feinheiten und Begleitumstände entgehen der näheren Betrachtung und verschwinden in dem Wirrwarr der gefundenen Punkte.

Alle Rechte vorbehalten.

Vom Bau des Hauptwehrs bei Zemo-Awtschaly im Kaukasus

hat „Die Bautechnik“ bereits in den Jahrgängen 1925 und 1926 einige Mitteilungen[1]) gebracht. Zu deren Ergänzung seien nachstehend aus dem Berichte des Regierungsbaumeisters a. D. Harupa der Siemens-Bauunion[2]) noch folgende Einzelheiten gebracht:

Im Gegensatze zu den anderen, im Eigenbetrieb ausgeführten Arbeiten wurde für die Ausführung des Hauptwehrs von der Verwaltung eine engere Ausschreibung unter einer Reihe nichtrussischer Firmen veranstaltet, zu der auch drei deutsche Firmen aufgefordert waren und auf Grund deren die Arbeiten der Siemens-Bauunion übertragen wurden.

Ursprünglich hatte die Bauverwaltung das Hauptwehr der Wasserkraftanlage in einer Niedrigwasserperiode fertigstellen und zu diesem Zweck die vorspringende Felsnase neben der Wehrbaustelle (Abb. 1) durchstechen wollen. Dadurch sollte die Kura während der Dauer des Baues umgeleitet werden und später als Grundablaß der Stauanlage dienen: Die Lage dieses Durchstichs war für die Anordnung der Fangdämme (Abb. 2) bestimmend.

Schon der Umfang der Arbeiten zeigte die Unmöglichkeit, das ganze Wehr in dem genannten Zeitabschnitt auszuführen; dazu kam, daß der Durchstich selbst nicht rechtzeitig hergestellt werden konnte. Man mußte also eine zweite Niedrigwasserzeit für die Ausführung vorsehen, was die Herstellung der Fangdämme dadurch erheblich erschwerte, daß diese nun dem Andrang eines Hochwassers standhalten mußten. Da auch die Bodenuntersuchungen an der Wehrbaustelle die Ausführung in zwei Abschnitten als unzweckmäßig erscheinen ließen, entschloß man sich, die gesamte Baugrube durch Fangdämme abzuschließen. Dabei war die Lage des unteren Fangdammes durch die Ausmündung des Durchstichs gegeben, der obere Fangdamm konnte jedoch entweder unmittelbar vor das Bauwerk oder in einiger Entfernung von ihm unterhalb des Durchsticheinlaufs gelegt werden. Obgleich im letzteren Falle der Fangdamm mehr als dreimal so lang wurde, entschloß man sich zu dieser Ausführung deshalb, weil man dabei sofort und noch vor Vollendung des Kura-Durchstichs anfangen und den Damm durchweg auf Felsen gründen, also einen sicheren Abschluß der Baugrube erreichen konnte.

[1]) „Die Bautechnik“ 1925, Heft 19: Enzweiler, Bau einer Großwasserkraftanlage im Kaukasus. — Ebenda 1926, Heft 31: Vom Bau des Hauptwehrs bei Zemo-Awtschaly im Kaukasus.

[2]) Z. d. V. d. I. 1927, Bd. 71, Nr. 15.

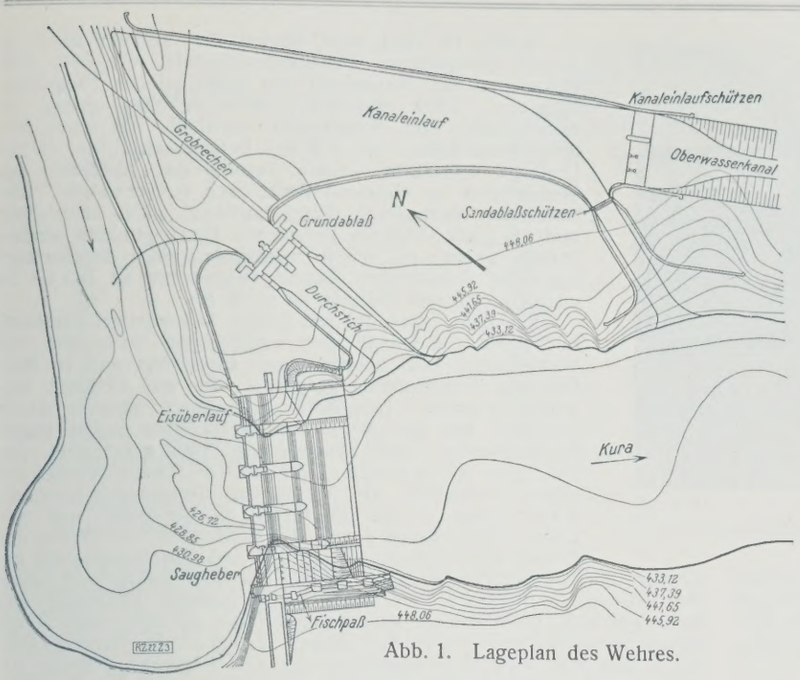


Abb. 1. Lageplan des Wehres.

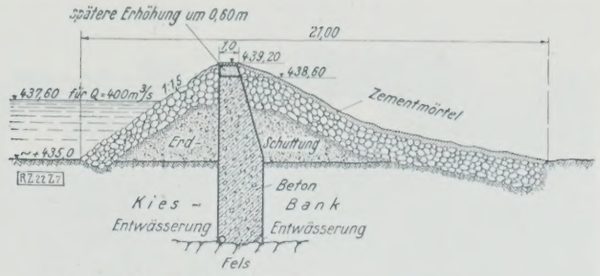


Abb. 3. Querschnitt durch den oberen Fangdamm.

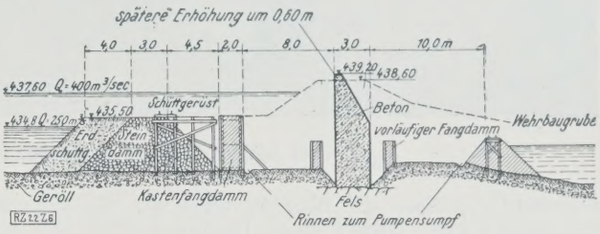


Abb. 4. Hilfsbauten für den Bau des Betonkerns für den oberen Fangdamm im Niedrigwasserbett der Kura.

Nach Abb. 3 u. 4 wurde der oberstromseitige Damm als Staudamm mit Betonkern ausgeführt, seine Oberfläche mit Zementmörtel vergossen und auf der Unterstromseite ein Schußboden angelegt. Für den unteren Fangdamm wurde ebenfalls ein Steindamm vorgesehen, der gegen die Baugrube durch eine Spundwand mit Lehmhinterfüllung und gegen das Unterwasser durch eine Anschüttung aus gleichem Material abgedichtet wurde. Trotz der schwierigen Baustoff- und Gerätelieferung, der verspäteten Durchstichvollendung und des außergewöhnlich strengen Winters gelang es, den Bau der Fangdämme bis zum Eintritt der Hochwasserzeit fertigzustellen. Während der Hochwasserzeit wurden die Fangdämme und die Baugrube überflutet.

Diese Zeit konnte zur Vollendung der Entwurfs- und Vorarbeiten für das eigentliche Hauptwehr benutzt werden, das nach Abb. 5 u. 6 aus einem festen Wehrrücken von 10 cm Höhe mit drei darüber befindlichen Schützenöffnungen von 13 × 17 m Querschnitt besteht. Am linken Ufer schließt sich an die Wehröffnungen eine Eisklappe von 13 × 0,5 m Querschnitt an, während am rechten Ufer fünf Saugheber Bauart Heyn von je 1,2 × 2,0 m Querschnitt und eine Denilsche Fischleiter vorgesehen sind.

An das Wehr schließt sich ein Tosbecken an. Zur Ermittlung einer geeigneten Form für dieses führte man im Einverständnis mit der Bauverwaltung auf der Baustelle selbst Modellversuche aus, wobei die Veröffentlichungen von Rehbock und der „Mittleren Isar A.-G." berücksichtigt wurden.

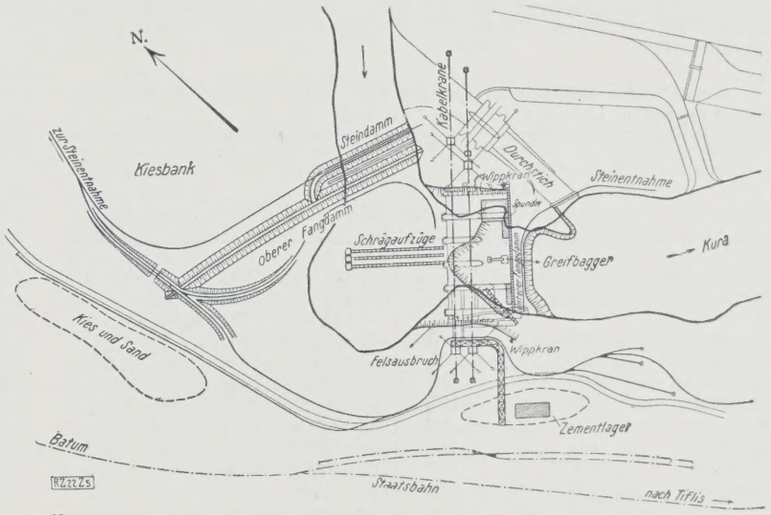


Abb. 2. Anordnung der Fangdämme und Baustelleneinrichtung.

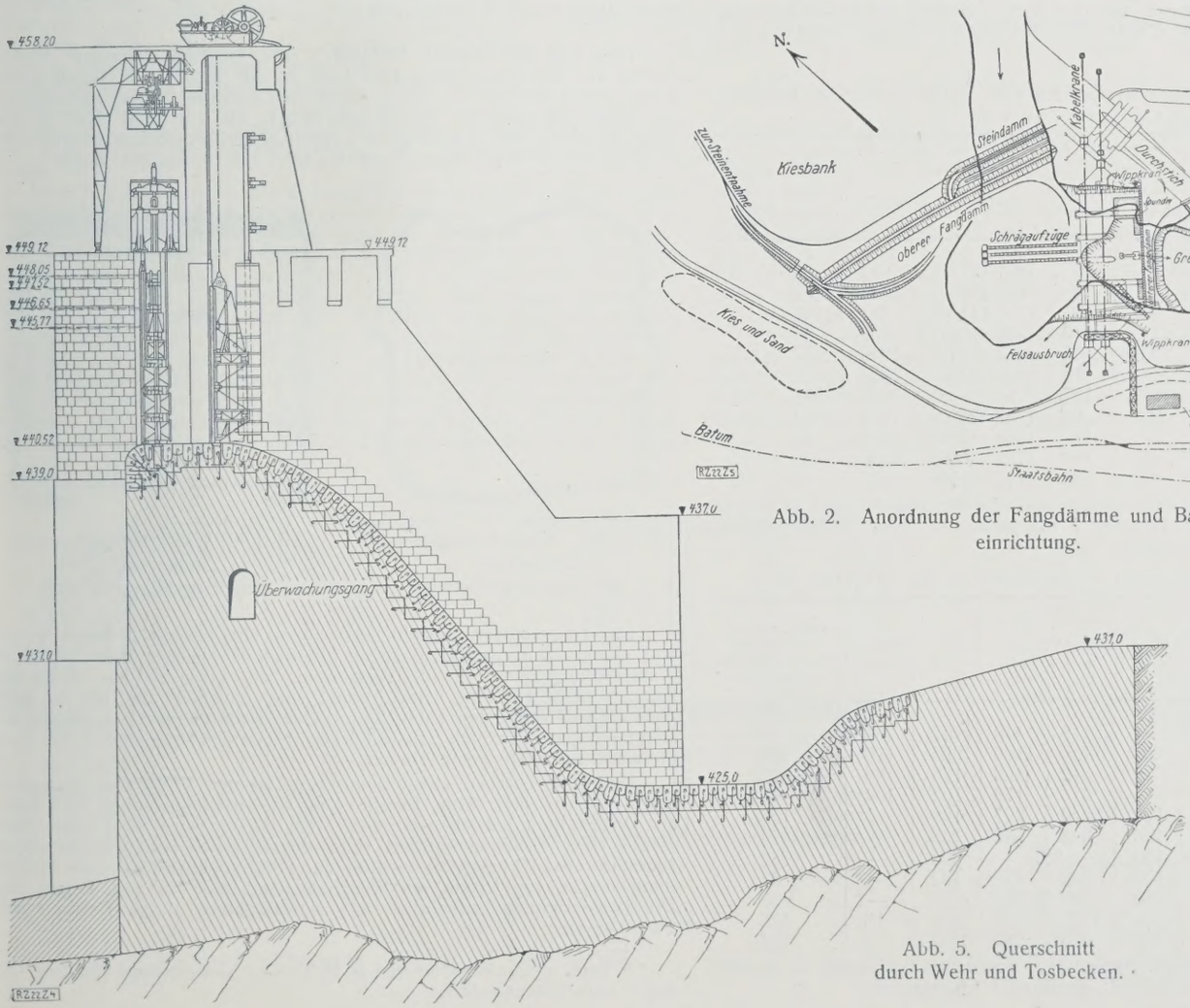


Abb. 5. Querschnitt durch Wehr und Tosbecken.

Nachdem die Hochwasserzeit ferner dazu benutzt worden war, um alle Vorbereitungen für schnelle Fertigstellung des Wehrs in der nächsten Niedrigwasserzeit zu treffen und die nötigen Bau- und Fördermaschinen heranzuschaffen und aufzustellen, wurde zur Ersparnis an Bauzeit schon vor Ablauf der Hochwasserzeit

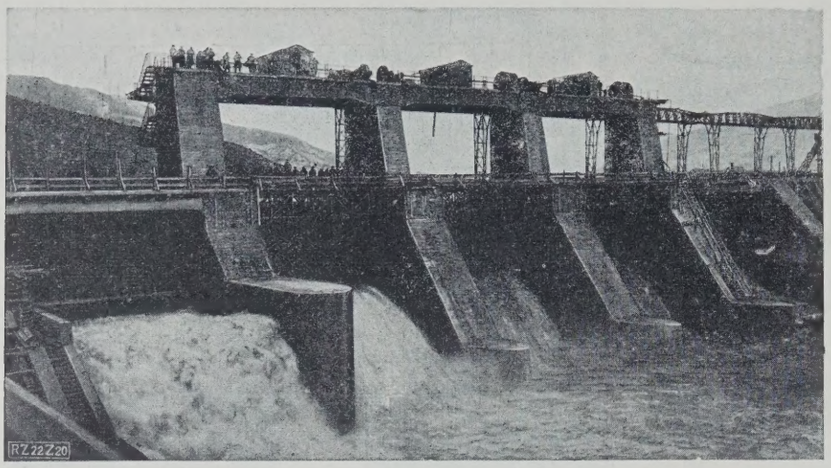


Abb. 6. Ansicht des fertigen Wehres, Saugheber im Betrieb.

mit dem Leerpumpen der Baugrube begonnen. Dazu wurde zunächst zum Schutze gegen etwaige kleine Hochwasserwellen der untere Fangdamm durch eine mit Lehm hinterfüllte Stützwand um 1 m erhöht und der durch das Hochwasser weggespülte Dichtungsboden durch eine neue Lehmschüttung ersetzt.

Da sich unterhalb des Durchstichs schon bei geringem Steigen der Kura ein starker Strom entwickelte, wurde zum Schutze gegen dessen Spülwirkung von den aus den Felsarbeiten gewonnenen Steinen unterhalb des unteren Fangdammes ein Schutzdamm geschüttet. Nach diesen Vorbereitungen gelang es, die Baugrube trotz ihrer Größe binnen 24 Stunden trockenzupumpen.

Schon 14 Tage nach Beginn der alsdann sofort in Angriff genommenen Bauarbeiten konnte man mit dem Betonieren der Herdmauer vor dem unteren Fangdamm beginnen. Trotz erheblicher Schwierigkeiten gelang es, die Aushub- und Felsarbeiten innerhalb von zwei Monaten auszuführen, so daß der Betonierbetrieb in vollem Umfange einsetzen konnte, wobei das Auflösen des Wehrkörpers in einzelne Blöcke sich gut bewährte. Obwohl die vorhandenen Mischmaschinen nicht ausreichten und ein großer Teil des Betons von Hand gemischt werden mußte, gelang es, durch möglichst weites Auseinanderlegen der Arbeitstellen Tagesleistungen bis zu 700 m³ in ununterbrochenem Betriebe zu erzielen.

Um dem Schwinden der großen Betonmassen Rechnung zu tragen, wurden in dem aufgehenden Mauerwerk des Wehrrückens zwei Schwindfugen angeordnet und zu ihrer Dichtung Kupferplatten eingebaut, die mit Goudron vergossen wurden. Besondere Maßnahmen wurden ferner getroffen, um den Beton des Wehrkörpers selbst gegen Durchsickerung und Unterspülung von unten und von der Seite zu schützen. Zu diesem Zweck wurde die ganze Vorderseite des Wehrs mit Torkretputz versehen. Ferner wurde — da die Felsen an der Sohle und den Ufern klüftig waren — an der Vorderseite des Wehrs der Felsen noch 5 bis 8 m freigelegt und ein Betonvorfuß geschaffen, der ebenfalls wieder durch Torkret gedichtet wurde. Am linken Ufer wurden die Felsen auf die ganze Länge zwischen Durchstich und Wehr von allen losen Bestandteilen gereinigt und mit einer etwa 30 cm starken Betonverkleidung und Torkretputz versehen. Am rechten Ufer wurde der Fels etwa 40 m weit freigelegt und in ähnlicher Weise mit Beton und Torkret verkleidet.

Die in der Gründungssohle auftretenden Sickerwasser wurden aufgefangen und zu einem Pumpensumpf im Tosbecken geleitet.

Im ganzen wurden geleistet: 37 600 m³ Aushub in kiesigem, gerölligem Sand, 16 850 m³ Felsaushub, 37 850 m³ Beton, 2560 m² Granitverkleidung, 5500 m² Torkretputz, 1760 m² Handputz und 1760 m² Glattstrich.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 10. September ausgegebene Heft 17 (1 R.-M.) enthält u. a. folgenden Beitrag: Dr.-Ing. Willi P. Fuchs-Röll: „Neues Wohnen", Werkbundausstellung in Stuttgart 1927.

Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1927. Die Gesamtbesucherzahl war:

	a) Studierende	b) Fachhörer	c) Gasthörer	Insgesamt[1])	Davon: Deutsche	Ausländer	Ausländer deutsch. Abkunft
Aachen	984	40[2])	467	1491 (2111)	889	90	5[3])
Berlin	4289	177	259	4725 (4793)	3676	613	—
Braunschweig	945	63	92	1100 (1160)	985	115	—
Breslau	907	19	40	966 (1011)	932	34	—
Danzig	1515	33	95	1643 (1792)	1049	357	237
Darmstadt	2308	38	178	2524 (2751)	2323	146	55
Dresden	2341	258	187	2786 (3038)	2197	246	156[4])
Hannover	1807	92	60	1959 (2323)	1855	104	—
Karlsruhe	1189	50	119	1358 (1522)	1308	50	—
München	4008	49	124	4181 (4398)	3836	130	215
Stuttgart	1726	45	332	2103 (2498)	2007	47	49

[1]) Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Winterhalbjahr 1926/27. — [2]) Darunter 3 Ausländer. — [3]) Nur Studierende. — [4]) Studierende und Fachhörer.

Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für

	Ingenieurbauwesen	Architektur	Maschinenbau	Elektrotechnik	Chemie	Hüttenkunde	Techn. Physik, Mathematik Naturwissenschaft, Allgemeines
Aachen	91	71	218	110	67	269	41
Berlin	359	288	1450	1190	285	120	139
Braunschweig	106	75	310	153	126	96	79
Breslau	33	—	313	179	102	134	49
Danzig	219	121	470	297	129	—	128
Darmstadt	258	193	842	549	150	—	316
Dresden	203	159	884		309	—	786
Hannover	272	132	762	425	132	—	84
Karlsruhe	157	130	420	262	137	—	83
München	534	268	1272	729	313	16	876
Stuttgart	195	220	615	280	237	12	167

Außerdem: Bergbau: Aachen 117, Berlin 281, Breslau 97. — Schiff- und Schiffsmaschinenbau: Berlin 177, Danzig 151.

Technische Hochschule München. Zum Rektor der Technischen Hochschule ist der Professor Caspar Dantscher, Oberbaudirektor der Rhein-Main-Donau-Aktiengesellschaft, gewählt worden.

Vom Bau des Moffat-Tunnels.[1]) Der kürzlich vollendete Moffat-Tunnel der Bahnlinie Denver—Salt Lake ist mit 9820 m der längste Eisenbahntunnel Amerikas. Er wurde erforderlich zum Ersatz einer Bahnstrecke, die beim Überschreiten des Felsengebirges bis auf etwa 3500 m mit Steigungen von 40 ‰ ansteigt und deren Betrieb besonders während der Schneeschmelze öfters durch Vereisen der Gleise behindert wurde.

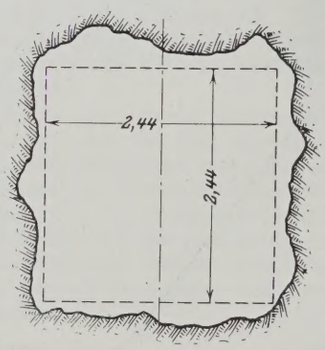


Abb. 1a. Wasserleitungstunnel. Querschnitt im tragenden Gebirge.

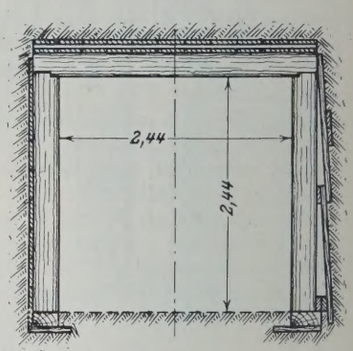


Abb. 1b. Wasserleitungstunnel. Zimmerung in nicht tragendem Gebirge.

Die Tunnelanlage besteht aus einem eingleisigen Eisenbahntunnel und einem 23 m parallel dazu in größtenteils gleicher Höhe geführten Wasserleitungstunnel für die Versorgung der etwa 200 km östlich gelegenen Stadt Denver; beide Tunnel sind ungefähr alle 500 m durch Querschläge verbunden (Abb. 3). Dieses Zweiröhrensystem wurde der leichteren und sichereren Bauausführung wegen gewählt, ähnlich wie beim Simplon- und Rogers-Paß-Tunnel.

Die Tunnelstrecke steigt vom Ostportal um 3 ‰, vom Westportal um 8 ‰ nach der Mitte zu an. Der Wasserleitungstunnel muß daher als Druckstollen betrieben werden. Das Wasser wird ihm durch einen 760 m vom Westende entfernt angeordneten 63 m hohen Einfallschacht zugeführt, das Druckgefälle wurde zu 4 ‰ angenommen; die Wassertunnelstrecke von ¾ km am Westende, die also für den Betrieb der Druckwasserleitung entbehrlich ist, wurde zuletzt durch Betonpfropfen verschlossen.

[1]) Nach einem Berichte von R. H. Keays „Proceedings Am. Soc. Civ. Eng." vom Februar 1927.

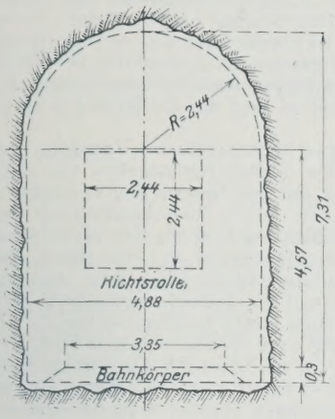


Abb. 2a. Eisenbahntunnel. Querschnitt im tragenden Gebirge.

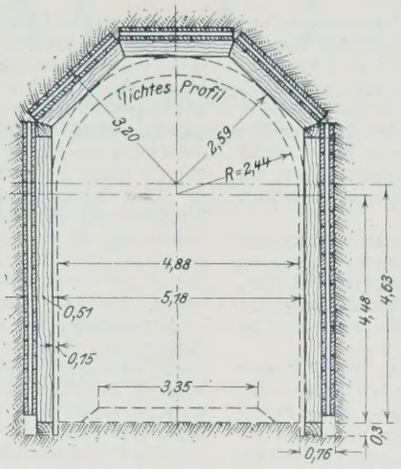


Abb. 2b.

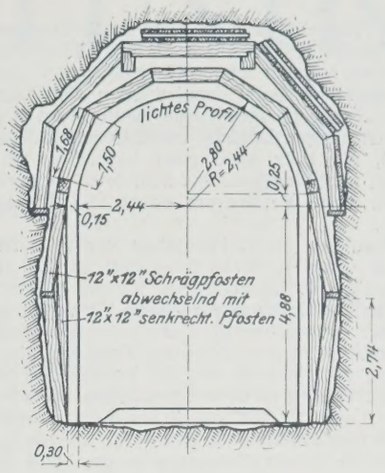


Abb. 2c.

Eisenbahntunnel. Zimmerung in nicht tragendem Gebirge.

Das Gebirge besteht aus Biotit-Gneis mit einigen Einlagerungen von Pegmatit, einer grobkörnigen Granitabart, sowie am Ostende auch aus Schiefer in senkrecht stehenden, etwa 15 ° zur Tunnelachse streichenden Schichten. Diese Gesteine zeigten sich auf Strecken bis zu einigen 100 m Länge stark zerklüftet und zerstört, teils sandfein zerkleinert, teils auch stark mit Wasser durchsetzt, jedoch ist bezeichnend für die Unstetigkeit dieser Verwitterungsstellen, daß sie selten gleichzeitig in den beiden nur 23 m voneinander entfernten Tunnelläufen auftraten.

Eine Besonderheit bildeten einige gerade über dem Tunnel liegende Gebirgsseen. Bei einem der erwähnten Wassereinbrüche, wo bis zu 8100 l/Min. schlammigen Wassers eindrangen, gelang der Nachweis, daß das wasserführende Gebirge mit einem solchen See zusammenhing: in der Mitte des Sees wurde durch ein Loch in der Eisdecke Chlorkalk eingebracht, der sich nach zwei Stunden in dem in den Tunnel eingedrungenen Wasser nachweisen ließ; auch später, als sich der Wasserandrang infolge Verschlammens des Einbruchtrichters auf etwa 450 l/Min. vermindert hatte, blieb der Zusammenhang mit dem Gebirgssee. Die zugeführten Chemikalien drangen bereits nach 20 Minuten durch das allerdings nur 430 m mächtige Deckgebirge in den Tunnel ein.

Infolge der verhältnismäßig geringen Höhe des Deckgebirges war die Temperatur im Tunnel nur durchschnittlich um 5 ° C höher als in der Nähe der Portale. Diese geringe Zunahme wird auch durch den kühlenden Einfluß der eingetretenen Wasseradern erklärt.

Den Querschnitt des Wasserleitungs- und des Eisenbahntunnels zeigen Abb. 1 und 2. Vorgetrieben wurde zuerst der Wasserleitungstunnel. Etwa alle 460 m wurden Querschläge vom gleichen Querschnitt wie der Wasserleitungstunnel und von deren Ende aus nach beiden Seiten ein Richtstollen für den Eisenbahntunnel vorgetrieben, der hier eigenartiger Weise in mittlerer Höhe des Vollausbruchs angeordnet wurde (vergl. Querschnitt Abb. 2a und Übersichtsgrundriß Abb. 3). Diese schon beim Rogers-Paß-Tunnel gewählte Lage ermöglichte beim Vollausbruch des Eisenbahntunnels das Lösen des Gesteines in Form von konzentrischen Ringen (s. Abb. 5). Vor allem wurden diese Arbeiten nicht durch den Förderbetrieb nach dem weitest vorgetriebenen Ende des Richtstollens gestört, ebensowenig die teilweise recht schwierige Zimmerung in gebrächem Gestein (vergl. Abb. 4). Es wurden nicht weniger als 15 solche Strecken faulen Felsens angeschlagen, von wenigen Metern bis zu 150 m Länge. Diese Vermehrung der Angriffspunkte ermöglichte vor allem einen raschen Vortrieb des Richtstollens. An beiden Enden der Richtstollenstrecke war eine Bohr- und Sprengkolonne und eine Ladekolonne tätig, die ihren Arbeitsplatz gegenseitig abwechselten. Durch Verwendung einer maschinellen Ladevorrichtung, des sog. Convey-loader, ließ sich ein genau gleicher Zeitbedarf für beide Kolonnen erreichen, so daß der tägliche Vortrieb von 4,5 auf 7,3 m gesteigert werden konnte.

Das Fördergleis hatte 610 mm Spurweite, es wurden teils 3-t-Lokomotiven mit Edison-Sammlern, teils 4-t-Lokomotiven mit Stromzuführung durch Fahrdraht angewandt. Die erforderliche Energie wurde als Drehstrom von 2300 V mittels Kabels in den Tunnel eingeführt und dort für die

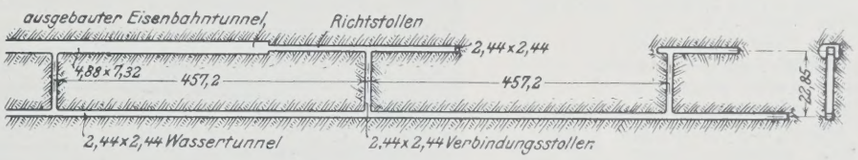


Abb. 3. Übersichtsgrundriß. Tunnelvortrieb.

Beleuchtung in Wechselstrom gewöhnlicher Spannung, für den Betrieb der Lokomotiven und der kleineren Ventilatoren in Gleichstrom umgeformt, während die großen Ventilatoren unmittelbar mit dieser Spannung betrieben wurden.

Zum Vollausbruch des Eisenbahntunnels wurde dagegen ein Fördergleis von 914 mm Spurweite und eine durch Preßluft betriebene Lademaschine verwendet, so daß gerade noch ein Ladegleis seitlich an dieser vorbeigeführt werden konnte, später sogar eine kleine Dampfschaufel auf einem kurzen Gleis von 1524 mm Spurweite. Zur Förderung dienten hier 8-t-Lokomotiven mit Fahrdraht.

Über die Anordnung der Bohrlöcher beim Vollausbruch vergl. Abb. 5, aus der auch die Lage der Bohrsäulen für den Angriff der oberen Bohrlöcher (1 bis 12) und der unteren (13 bis 27) ersichtlich ist. Die Bohrlöcher der oberen Hälfte wurden mit Preßlufthämmern von einem und demselben Angriffspunkte aus, die unteren Bohrlöcher mit Drehbohrern von drei Punkten aus vorgetrieben.

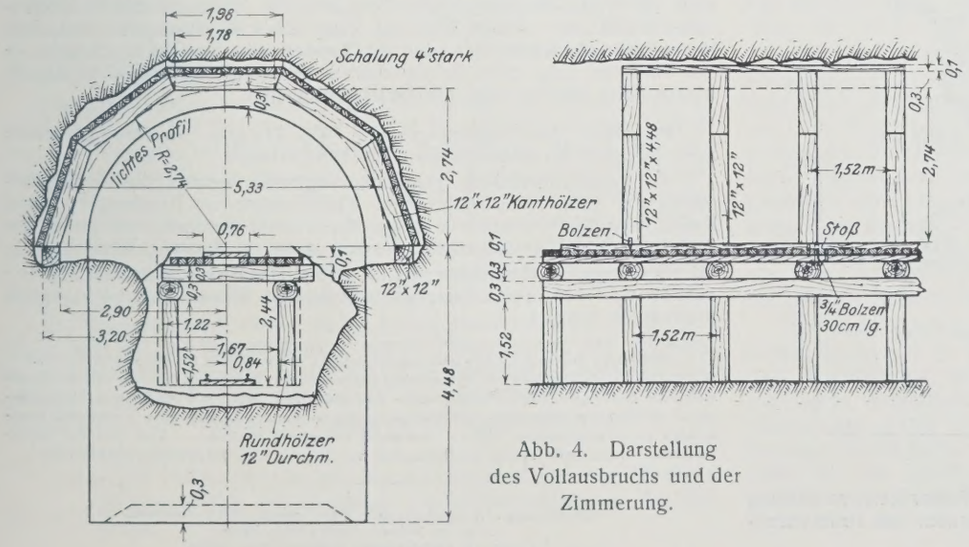


Abb. 4. Darstellung des Vollausbruchs und der Zimmerung.

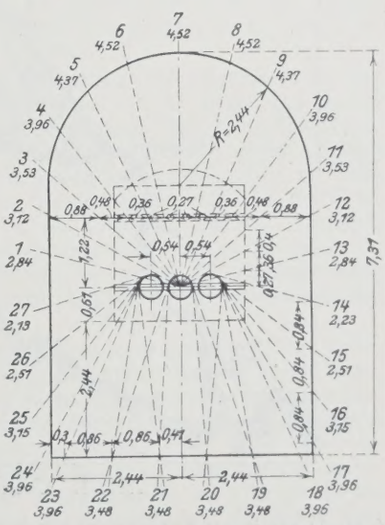


Abb. 5. Anordnung der Bohrlöcher für den Vollausbruch.

Die Tunnellüftung geschah durch Erzeugen eines Wetterstromes mit zwei Niederdruckkompressoren von 340 m³/Min. vom Ende des Wassertunnels aus bis zum letzten Querschlag und zurück durch den Richtstollen des Eisenbahntunnels; dabei wurden die Querschläge bis auf den letzten verschlossen gehalten. Ferner wurde, um die Sprenggase zu entfernen, mit einer langen Leitung von 305 mm Lichtweite Druckluft bis vor Ort geleitet, die trotz nicht ganz befriedigenden Dichthaltens der Leitung genügte, die Sprenggase bis zum letzten Querschlag herauszudrängen, wo sie von dem Wetterstrom erfaßt und bis zum Tunnelportal abgeführt wurden.

Obwohl in dieser Höhenlage von etwa 2800 m über dem Meere die Luft nur etwa $^2/_3$ soviel Sauerstoff enthält als im Tieflande, gelang so eine genügende Luftzuführung für die zahlreichen beschäftigten Arbeiter, nur beim Vollausbruch war infolge Verwendung von Dampfschaufeln gegen Ende der Ausbrucharbeiten über Rauchplage zu klagen, die zeitweilig zu Unterbrechungen der Lade- und Förderarbeiten nötigte.

Eine abweichende Art der Vollausbrucharbeiten wurde nötig in den druckreicheren Strecken der westlichen Tunnelhälfte. Hier war wegen des mürben Gesteines der Anteil der Sprengarbeit viel geringer, dafür wurde aber öfters erforderlich, an Stelle des in Abb. 4 dargestellten Vollausbruchs in kleineren Abschnitten auszubrechen und dazu noch einen Firststollen vorzutreiben. Die in Abb. 2c dargestellte, in halber Profilhöhe auf das Gebirge abgestützte Sparrenzimmerung, die in den Druckstrecken sorgfältig mit Holzbalkenstücken hinterpackt wurde, mußte später ihrerseits wieder abgestützt werden durch innenliegende, ebenfalls gewölbeartig angeordnete Gespärre. Insbesondere waren bei starken wagerechten Drücken Schrägpfosten nötig, wie in Abb. 2c gezeigt, die immerhin diese Bauweise auch noch bei druckreichem Gebirge anzuwenden gestatteten, so daß man nur in ganz ungünstigen Druckstrecken zu Betongewölben übergehen mußte.

In den übrigen Strecken hat man dagegen sogar versucht, diesen Holzausbau für dauernd stehen zu lassen und ihn nur gegen Fäulnis zu durchtränken. Dieser kühne Versuch hat allerdings nicht die erhofften Ersparnisse gebracht, auch bleibt abzuwarten, wie sich dieser Holzausbau nach längerer Betriebszeit bewähren wird. R. Fischer.

Eine neue große Brücke im Hafengebiet von New York über den Kill van Kull zwischen der Südspitze der Bayonne-Halbinsel und dem Stadtteil Port Richmond auf Staten Island wird nach einer Mitteilung in Eng. News-Rec. vom 17. 2. 27 in nächster Zeit ausgeführt werden. Mit den beiden zurzeit im Bau befindlichen Überbrückungen des Arthur Kill zwischen Staten Island und New Jersey sowie der demnächst zu beginnenden Hudsonbrücke im Zuge der 178. Straße bei Fort Lee (Abb. 1) ist sie der vierte neuerdings von der New Yorker Hafenverwaltung unternommene Brückenbau und wie die älteren Bauten aus Brückenzoll-Einnahmen zu erstellen und zu unterhalten.

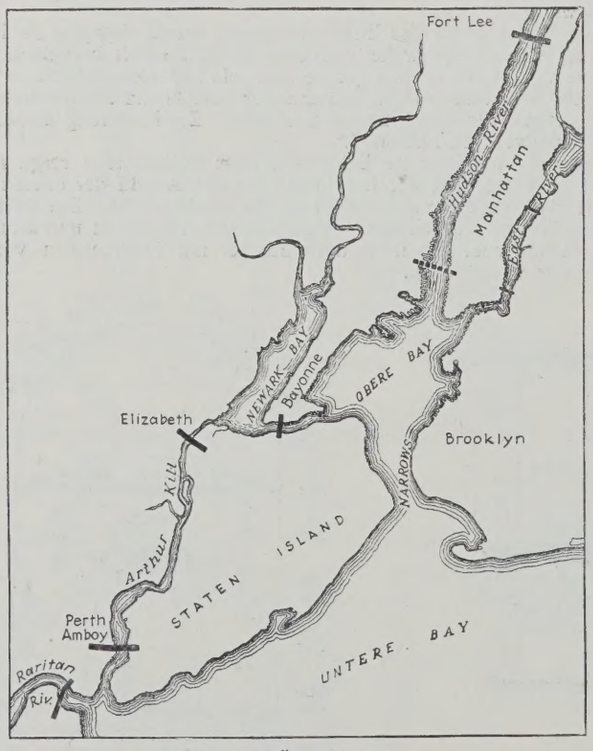


Abb. 1. Übersichtsplan.

Als den technischen und wirtschaftlichen Vorbedingungen am besten entsprechend hat sich der in Abb. 2 dargestellte Entwurf mit einer Gesamtlänge von 2560 m, einer durch einen eisernen Fachwerkbogen überspannten Hauptöffnung von über 500 m Lichtweite und 45,7 m Durchfahrthöhe erwiesen. Neben der ebenso weitgespannten Sydney-Brücke wird die Kill-van-Kull-Brücke damit die größte Brücke der Welt, noch 210 m länger als die Hell-Gate-Brücke und doppelt so lang als die Bogenbrücke über den oberen Niagara werden.

Der Kill van Kull trennt zwei dichtbevölkerte Vorstädte und ist als Schiffahrtweg innerhalb des New Yorker Hafenbezirks von erheblicher Bedeutung, da er die obere Bay mit der Newark Bay verbindet (Abb. 1), zusammen mit dem Arthur Kill die innere Wasserverbindung um Staten Island und einen unmittelbaren Weg zur Unteren Bay hinter Sandy Hook bildet. Bis jetzt führt über diesen Meeresarm nur eine Fähre, die jedoch in Zeiten stärkeren Verkehrs überfüllt und als nicht mehr ausreichend anzusehen ist. Eine feste Brücke und die dadurch ermöglichte Durchgangstraße zwischen Bayonne und Staten Island erscheint daher als neue Verbindung zwischen dem Süden und dem Westen von New York als äußerst wünschenswert und — da sich ja das Bauwerk aus Brückenzollgeldern bezahlt machen soll — auch in wirtschaftlicher Beziehung gesichert:

Nach eingehenden Untersuchungen rechnet man bei einem im bisherigen Verhältnis wachsenden Verkehr für 1932 1 261 000 Privatfahrzeuge und 299 000 Autobusse, für 1940 auf 3 130 000 und 740 000, für 1950 auf 6 776 000 und 1 604 000 Fahrzeuge. Bei einem Zollsatz von 60 Cents je Fahrzeug würde das eine Brutto-Jahreseinnahme von 1 253 000 $ bedeuten, die sich innerhalb der genannten Frist auf das annähernd Fünffache steigert. Ein Eisenbahnverkehr über die Brücke ist nicht, mindestens vorläufig nicht vorgesehen: Er würde die Baukosten auf etwa das Doppelte erhöhen und diese Mehrausgabe nicht durch entsprechende Einnahmen ausgleichen.

Der Platz für das neue Bauwerk liegt noch nicht endgültig fest. Seine Wahl wird jedoch keine Schwierigkeiten machen, da auf beiden Ufern entweder an der Oberfläche oder in mäßiger Tiefe tragfähiger Boden für die Widerlager vorhanden ist. Man konnte sich daher auch für den in Abb. 2 dargestellten kühnen Bogen entschließen, der den daneben in Frage kommenden Ausleger- oder Hängebrücken technisch, wirtschaftlich und ästhetisch überlegen ist. Die Kosten sind auf 10 Millionen $ veranschlagt. Ki.

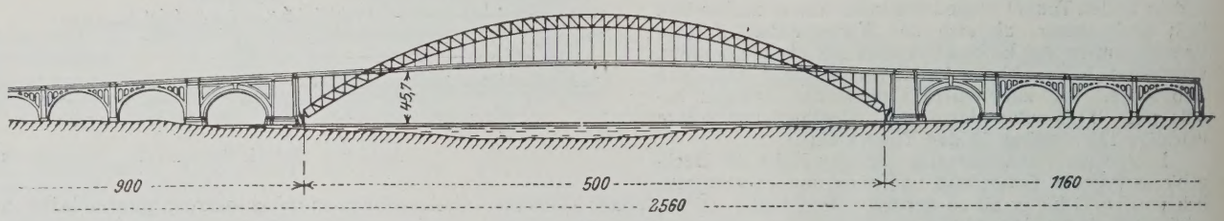


Abb. 2. Entwurf.

Personalnachrichten.

Baden. Der Oberbaurat Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Roman Heiligenthal in Berlin ist zum ordentlichen Professor für Städtebau und städtischen Tiefbau in der Abteilung für Bauingenieurwesen der Technischen Hochschule Karlsruhe ernannt worden.

Der Regierungsbaurat Eugen Trefzger in Lörrach ist zur Wasser- und Straßenbaudirektion versetzt worden.

Bayern. Verliehen wurde: der Titel und Rang eines Oberregierungsbaurates den Oberbauamtmännern Burkhard Amend, Vorstand des Straßen- und Flußbauamtes Aschaffenburg, Georg Scheufele, Vorstand des Straßen- und Flußbauamtes Weiden, Adolf Fischer, Vorstand der Sektion Rosenheim für Wildbachverbauungen, Ottmar Huß, Vorstand des Kulturbauamtes Weilheim; — der Titel und Rang eines Regierungsbaurates dem Bauassessor Hermann Pickl bei der Landesstelle für Gewässerkunde; — der Titel und Rang eines Bauamtmannes dem Bauassessor Walter Haußmann beim Straßen- und Flußbauamt München.

Preußen. Der Regierungsbaurat (W.) Jaeger, Marienburg, wurde zum Vorstand des Wasserbauamts daselbst ernannt.

Als Regierungsbauräte planmäßig angestellt wurden die Regierungsbaumeister (W.) Kleeberg beim Kanalbauamt in Bernburg i. Anh., Ruoff beim Hafenbauamt in Pillau, Marx beim Wasserbauamt in Steinau a. d. Oder und Huschke beim Wasserbauamt in Hamm i. Westf.

Der Regierungsbaumeister (W.) Dr.-Ing. Hielmann ist unter Wiederaufnahme in den preußischen Staatsdienst dem Wasserbauamt I in Kassel überwiesen worden.

INHALT: Die neuen Hafen- und Industrieanlagen der Stadt Köln bei Köln-Niehl. (Schluß.) — Grundzüge für ein Verfahren zur dynamischen Untersuchung von Brücken. — Vom Bau des Hauptwehrs bei Zemo-Awtschaly im Kaukasus. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1927. — Technische Hochschule München. — Vom Bau des Moffat-Tunnels. — Neue große Brücke im Hafengebiet von New York. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 23. September 1927 Heft 42

Alle Rechte vorbehalten.

Bandförderung des Baustoffs im Tunnelbau.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. **Erich Biermann,** Berliner Nord-Südbahn A.-G.

I. Allgemeines.

Die Trasse einer Untergrundbahnlinie liegt meist im Zuge von Hauptgeschäftstraßen mit ihrer außerordentlichen Belastung durch Straßenbahn-, Omnibus-, Durchgangs- und Anliegerverkehr. Eine wesentliche Aufgabe ist, die Schädigungen der Anlieger auf möglichst geringem Maß zu halten. Der Tunnelbau vollzieht sich unter einer vorläufigen hölzernen Fahrbahndecke, deren Tragkonstruktion auf den eingerammten Trägern für die seitlichen Bohlwände und bei breiten Baugruben außerdem auf Mittelrammträgern ruht. Einbau und Ausbau der Fahrbahndecke bringen bei leicht zu erreichenden Leistungen von 100 m² f. d. Schicht im Schutze kurzfristiger Straßensperrungen keine besonderen Störungen. Anders ist es jedoch bei der Baustelleneinrichtung, soweit sie in unmittelbarer Tunnelnähe liegen muß, insbesondere der Rampenanlage für den Abtransport des ausgeschachteten Bodens und der Betonmischanlage mit jahrelang stehenden Bauzäunen u. a. m.

Das Betonieren des Tunnelkörpers geschah bisher für die Sohle und den Sockel im Muldenkipperbetriebe auf der zweiten Steifenlage, indem das Mischgut von der Maschine durch einen Schlitz in der Fahrbahn in die Kipper fiel oder in Kippern durch die Rampe zur Verwendungsstelle gelangte. Der Baustoff für Seitenwände und Decke wurde mittels Kipper oder Fuhrwerk auf der Abdeckung verfahren und über Rutschen durch Schlitze in der Abdeckung an die jeweilige Verarbeitungsstelle gebracht. Bei starkem Straßenverkehr ist dieser Arbeitsvorgang unmöglich; längere Straßensperrungen mit ihren unmittelbaren und nicht zu unterschätzenden mittelbaren Schädigungen werden notwendig. Auch läßt sich der Betonbetrieb mit Kippern im Tunnel in stark bebauten Stadtvierteln wegen des weitverzweigten Leitungsnetzes der Wasser-, Gas-, Elektrizitätsversorgung, der Entwässerung, der Post- und Telegraphenverwaltung u. a. m. nur schwer durchführen, zumal sich Beton- und Bodenförderung im Tunnel kreuzen und den Rampenmund zu einer schwierigen Betriebstelle machen; denn eine zweigleisige Ausfahrtrampe mit mindestens 4,50 m Breite wird meist nicht möglich sein. Das Kreuzen des Beton- und Bodenbetriebes wirkt sich um so unangenehmer aus, je mehr man gezwungen ist, mit Rücksicht auf die Gefährdung der Häuser mit abnehmendem Abstande der Tunnelflucht von der Hausflucht die Hauptarbeitstelle kürzer zu halten.

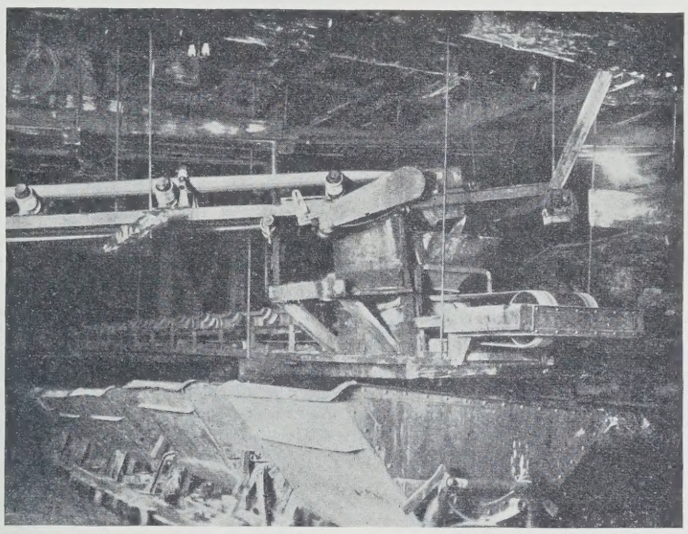


Abb. 1. Ortsfestes Förderband mit Rampenband (Zubringerband). Bodenförderung unter der Betonförderung angeordnet.

Die geschilderten Betriebserschwernisse infolge der örtlichen Verhältnisse waren für den Bau der Lose 22 und 23 der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln im Zuge der Brunnen-, Rosenthaler-, Weinmeister- und Münzstraße in Berlin vorauszusehen. Durch die Straßen, deren Fahrdammbreite meist nur 10 m beträgt, führen zwölf Straßenbahnlinien, die in den verkehrsreichen Stunden eine Wagenfolge von einigen Sekunden in einer Richtung aufweisen und die durch einige Omnibuslinien unterstützt werden. Im weiteren nehmen die genannten Straßen einen großen Teil des Güterverkehrs der Bahnhöfe im Norden der Stadt auf.

Die bauausführende Firma, Becker-Fiebig-Bauunion A.-G., Berlin, entschloß sich zu der Betonförderung mittels Förderbandes, die erstmalig im größeren Stile (Förderung auf 400 m) im Tunnelbau nach ihren Vorschlägen ausgeführt wurde und zu der die Firma Wolf Netter & Jacobi-Werke, Berlin, die vollständige Anlage lieferte und ausstattete.

Es wurde damit erreicht:

Geringer Platzbedarf für die Baustelleneinrichtung, ungehinderter Straßenverkehr, unbedeutende Geschäftsschädigungen der Anlieger,

übersichtliche Mischanlage,

einwandfreier Tunnelbetrieb durch Anordnung der Betonförderung über dem Erdbetrieb.

Außerdem können erreicht werden:

Hohe Betonleistungen, insbesondere durch ungehindertes Vortreiben der Schalungsarbeiten,

hohe Bodenleistungen, indem mit geschlossenen 20-Kipper-Zügen (1,25 m³) gearbeitet wird (Abb. 1 bis 4).

II. Die ausgeführte Förderbandanlage.

Die Bandförderung auf 400 m Länge ergab sich aus der Örtlichkeit, die den Angriff von 800 m langen Tunnelstrecken von der Mitte aus notwendig machte. Von der Mischanlage, die über der Rampe für den Bodentransport angeordnet ist, fällt der Baustoff auf ein kurzes Förderband, das in der Rampe aufgehängt ist und in dieser winklig zur Tunnelachse bis Tunnelmitte verläuft („Rampenband"). Durch den Abgabetrichter fällt das Mischgut auf das erste „ortsfeste Band", läuft über die weiteren aneinander gereihten ortsfesten Bänder, wird vom Abgabetrichter des letzten Bandes auf das „Übergabeband" gebracht und gelangt über dieses auf das „bewegliche Band", das parallel der ortsfesten Anlage auf Schienen läuft. Am Ende des beweglichen Bandes ist ein „Schwenkband" angeordnet, das mit einer Länge von etwa 6 m, einer Drehbarkeit von 90° nach beiden Seiten und einer Hebemöglichkeit um 1,50 m für die Betonverteilung ausreichend ist.

Ortsfestes und bewegliches Band liegen auf der ersten Steifenlage (also meist über O.-K. Tunneldecke).

Sämtliche Konstruktionen ruhen, um sie möglichst leicht halten zu können, in einer Ebene (Ebene der ersten Steifenlage, Auflagerabstand 2 bis 6 m), so daß also für die Stoffübergabe von einem Band zum andern jedes Aggregat am Ende als rampenartige Konstruktion ausgebildet werden mußte, die wegen der sich aus Häuserdruck ergebenden Höhenlage der Steifen und wegen vorhandener Versorgungsleitungen eine lichte Höhe von 1,50 m nicht übersteigen durfte.

Aus dem Arbeitsplan für die Herstellung der einzelnen Teile des Tunnelkörpers ergaben sich Aggregatlängen von rd. 50 m. Das bewegliche Band gleichfalls mit 50 m Länge bestreicht also eine Tunnelzone von etwa 50 m, darnach muß es an das nächstfolgende ortsfeste Aggregat mittels des Übergabebandes angeschlossen werden (Abb. 5 u. 6). Das erste ortsfeste Band ist überflüssig geworden und muß, um das Übergabeband unter den Abgabetrichter des folgenden ortsfesten Aggregats bringen zu können und den Schwenkbandbetrieb nicht zu hindern, entfernt werden. Dieses Spiel wiederholt sich gemäß der Aggregatteilung alle 50 m, so daß also jedes ortsfeste Aggregat für Leistungen von 800 bis 1400 m³ Beton ausgenutzt wird.

Bei den üblichen Baugrubentiefen von etwa 9,0 m wird der Boden in drei Lagen von je 3 m Höhe ausgeschachtet. Von der Rampe bezw. dem Angriffspunkte aus wird die oberste Lage bis zum Ende des Bauabschnittes vorgetrieben, die zweite Bodenlage unter gleichzeitigem Einbau der ersten Steifenlage zurückgezogen. Hier setzt dann die Montage des Förderbandes ein, während deren der Boden bis auf Tunnelsohle wie die zweite Lage vom Abschnittsende zur Rampe zurück ziehend unter gleichzeitigem Folgen der Betonarbeiten ungehindert ausgeschachtet wird.

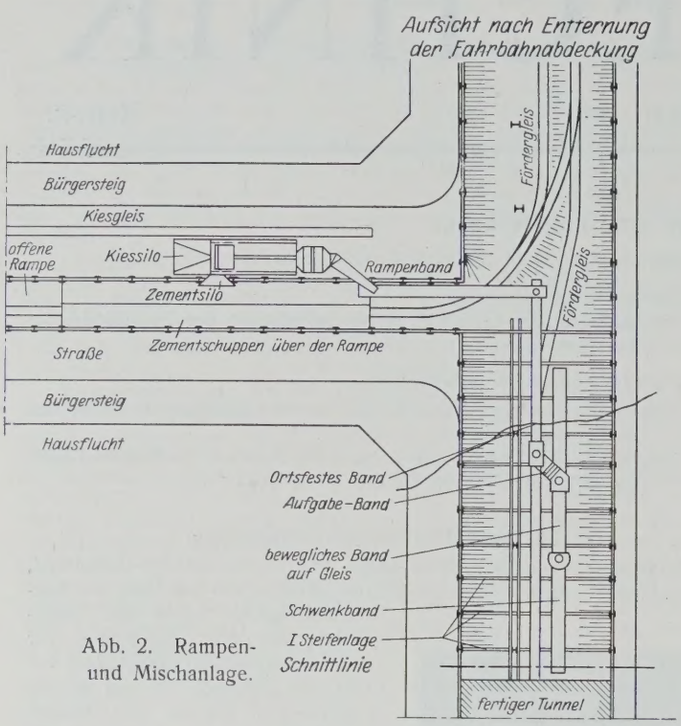


Abb. 2. Rampen- und Mischanlage.

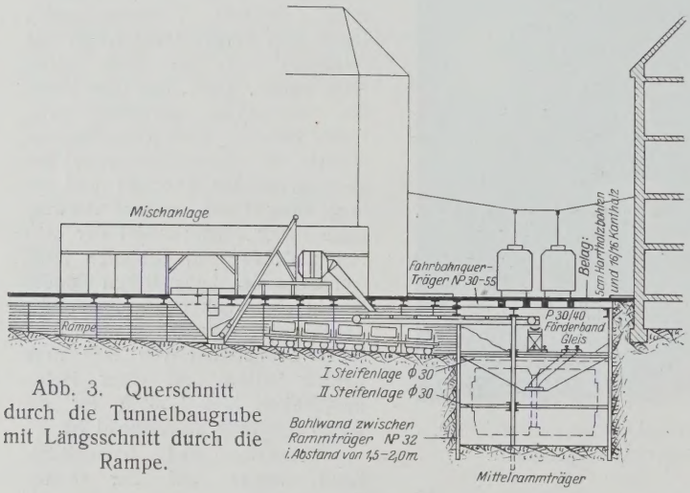


Abb. 3. Querschnitt durch die Tunnelbaugrube mit Längsschnitt durch die Rampe.

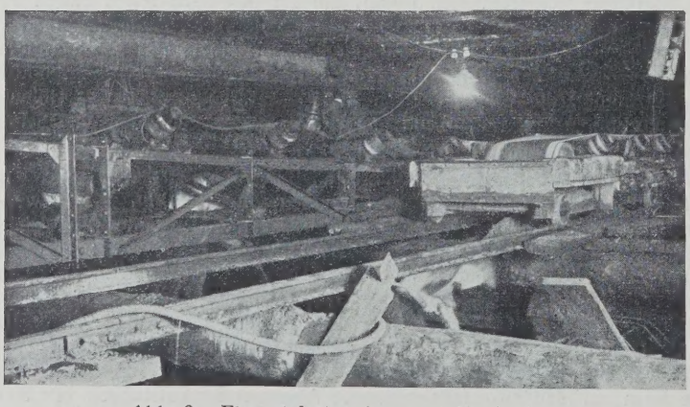


Abb. 6. Ein ortsfestes Aggregat im Ausbau, das bewegliche Band ist bereits an das nächstfolgende ortsfeste Aggregat angeschlossen (Betonieren der Tunneldecke).

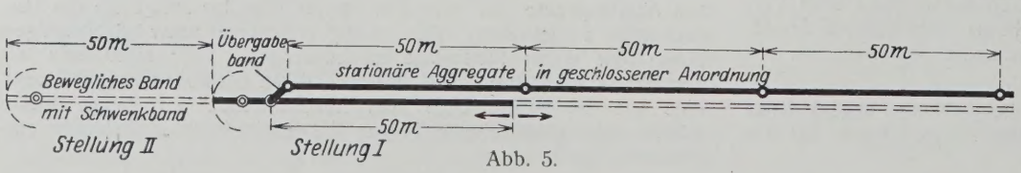


Abb. 5.

III. Einzelheiten der Anlage.

Technische Daten des Hauptaggregats:
größte Länge 53,0 m,
größte Breite 0,9 m,

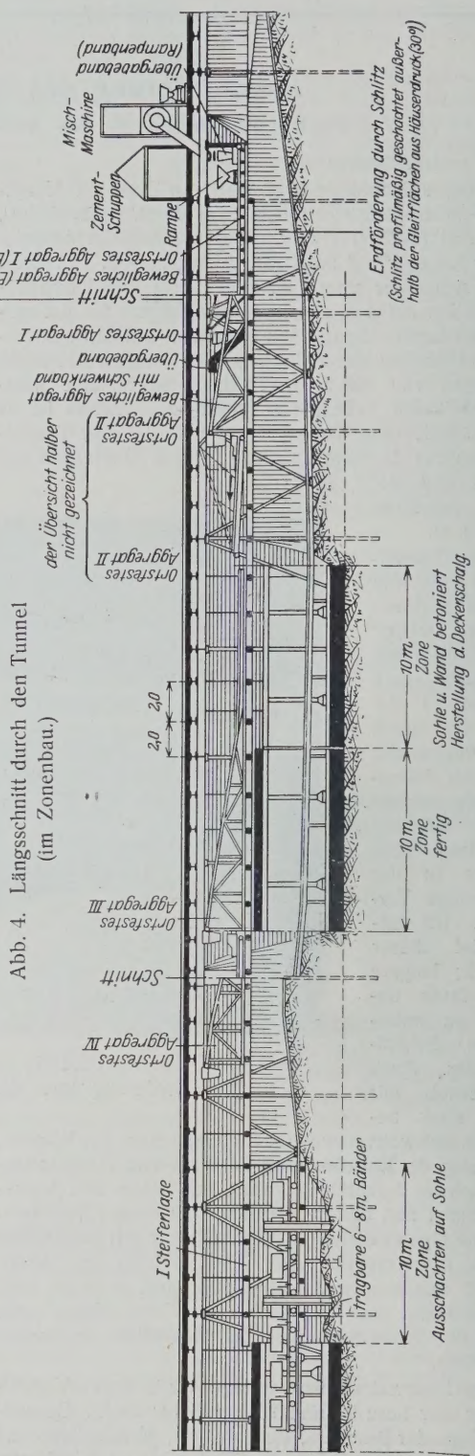


Abb. 4. Längsschnitt durch den Tunnel (im Zonenbau.)

Höhe am Abgabetrichter 1,45 m,
Höhe an der Aufnahmeschurre 0,50 m,
Gewicht des 3-m-Antriebteiles 800 kg,
Gewicht d. wagerechten Bandes 60 kg/lfd. m,
Gesamtgewicht 3800 kg,
Bandbreite 500 mm,
Bandstärke 8 bis 9 mm,
Bandlänge einschließlich Zuschlag für Spannvorrichtung 108,0 m,
Antrieb mittels Trommel von 0,60 m Durchm., das belastete Band wird gezogen,
Motorstärke 6 PS (erforderlich 4,2 PS),
Laufrollenabstand (obere Tragrollen) 0,90 bis 1,20 m,
Reinigung durch sich drehende Bürstenwalze am Abwurf und vor der Spanntrommel, mit je einem Abstreifer und einer Wasserbrause,
Stoff: Mehrfache Riementucheinlage in Paragummi einvulkanisiert und mit starker Gummidecke auf der Tragseite, mit schwächerer Gummidecke auf der Laufseite; Stoß: Bristolverbinder (Zackenverbindung),
Geschwindigkeit d. Bandes 1,0 m/Sek.,
theoretische Leistung (normal belastet) 60 m³/Std. (Abb. 7 u. 8).

Die erreichte Betonleistung betrug zwar nur 200 m³ täglich, war aber durch die örtlichen Verhältnisse gegeben. Die Bänder deswegen kleiner zu halten, erschien nicht angezeigt, da die mit vorschreitendem Betonbetrieb auszubauenden Aggregate beim Bodenbetrieb, insbesondere beim Vorschlitzen unter der Abdeckung an anderer Stelle leicht für höhere Leistungen Zwischenverwendung finden können. Das Aggregat wird dann zweckmäßig auf Plattwagen gesetzt. Bei 50 m Aggregatlänge kann der Schlitz so weit verbreitert werden, daß Platz für ein zweites Gleis mit genügender Ausziehlänge für die Bodenabgabe in Kipperzüge verlegt werden kann (vergl. hierzu „Die Bautechnik" 1927, Heft 25: Siebert, Neues Bauverfahren usw.).

Die Kosten der Unterhaltung sind sehr gering, wenn die Bänder mit Umsicht gepflegt werden; insbesondere gilt dies für die tägliche gründliche Reinigung von Betonresten. Zur Bedienung einer 400 m langen Anlage sind zwei Mann erforderlich.

Die Kosten für das bewegliche Band mit Schwenkarm, das Übergabe-

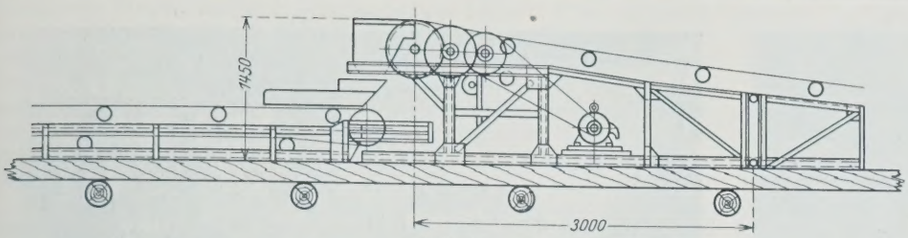


Abb. 7.

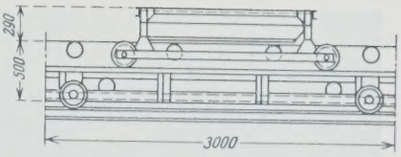


Abb. 9. Ausschnitt aus dem beweglichen Bande mit fahrbarer Aufnahmeschurre.

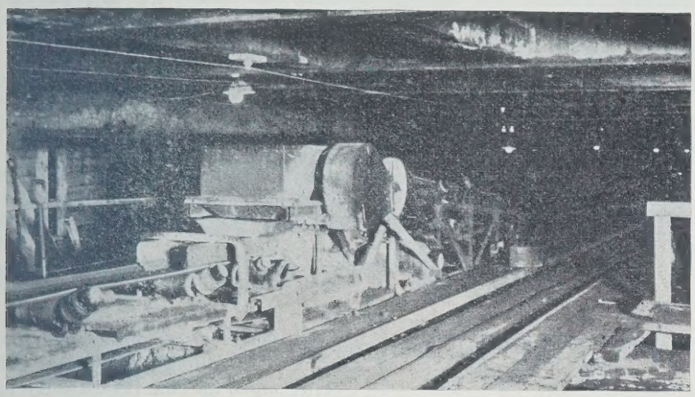


Abb. 8. Antriebsteil eines ortsfesten Aggregats, Abgabetrichter und Aufnahmeschurre.

band, das 40 m lange Rampenband und sechs Aggregate des ortsfesten Bandes betrugen einschließlich elektrischer Ausrüstung und erstmaliger Montage etwa 80000 R.-M.; hierbei ist jedoch zu berücksichtigen, daß die Kosten für die erstmalige Montage und Inbetriebnahme naturgemäß sehr hoch waren. Den wesentlichen Einfluß auf die Kosten für 1 lfd. m übt die unveränderliche Zahl der Nebenbänder (Rampen- und Übergabeband) gegenüber der beliebigen Anzahl der ortsfesten Aggregate aus.

Die Transportbandanlage, die heute etwa ein viertel Jahr läuft, hat jedenfalls das Wagnis, den Betontransport mittels Fuhrwerks oder mit Kippern über Weichen und Drehscheiben auszuschalten, zu vollem wirtschaftlichen Erfolge geführt (Abb. 9 bis 15).

IV. Tunnelbauweise und Aggregatteilung.

Die aufeinander folgenden Arbeitsvorgänge bei der Herstellung des Tunnelkörpers sind (Abb. 16):

1. äußere Seitenschutzschicht 10 cm stark,
2. untere Sohlenschutzschicht 10 cm stark,
3. Grundwasserabdichtung für Sohle und Sockel,
4. obere Sohlenschutzschicht 10 cm stark,
5. Sohlenbeton mit Stützenbankett,
6. Sockelbeton mit Schalung — Abbinden des Betons,
7. Ausbau der zweiten Steifenlage,
8. Ausschmieren der Steifenlöcher in der Schutzschicht,
9. Grundwasserabdichtung der Seitenwände,
10. Schalung der Seitenwände,
11. Aufstellung der Eisenkonstruktion,
12. Wandbeton — Abbinden des Wandbetons,
13. Deckenschalung,
14. Deckenbeton — Abbinden des Deckenbetons,
15. Dichtungsklebung der Decke,
16. Deckenschutzschicht.

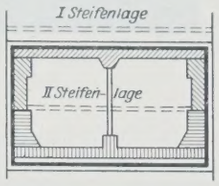


Abb. 16.

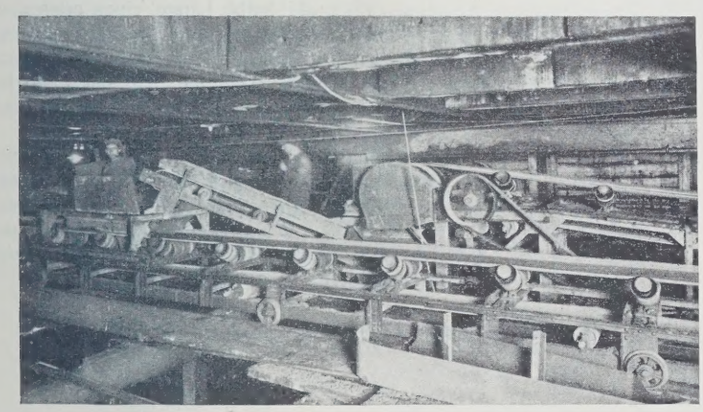


Abb. 10. Ortsfestes Aggregat mit dem Übergabeband und dem beweglichen Bande mit fahrbarer Aufnahmeschurre (vom beweglichen Bande aus gesehen).

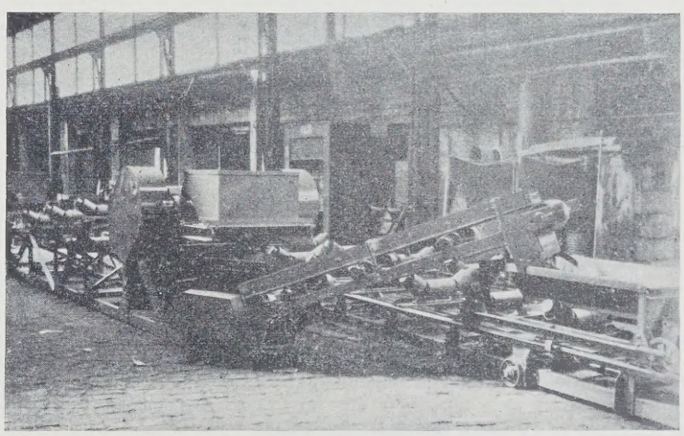


Abb. 11. Ortsfestes Aggregat mit dem Übergabeband und dem beweglichen Bande mit fahrbarer Aufnahmeschurre (vom festen Bande aus gesehen).

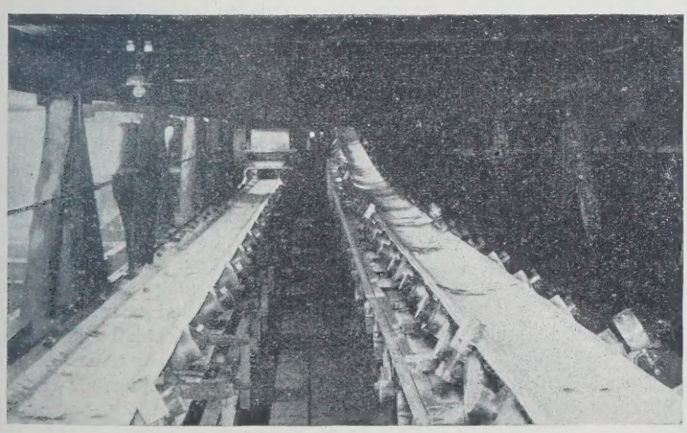


Abb. 12. Ortsfestes und bewegliches Band auf der ersten Steifenlage im Tunnelabschnitt Brunnenstraße Berlin.

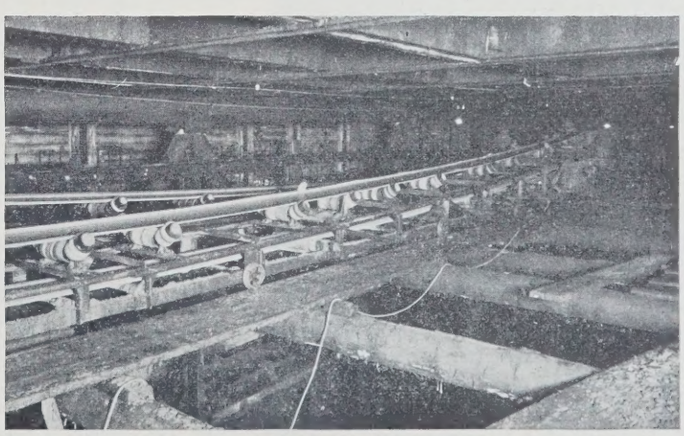


Abb. 13. Ortsfestes und bewegliches Band auf der ersten Steifenlage im Tunnelabschnitt Brunnenstraße Berlin.

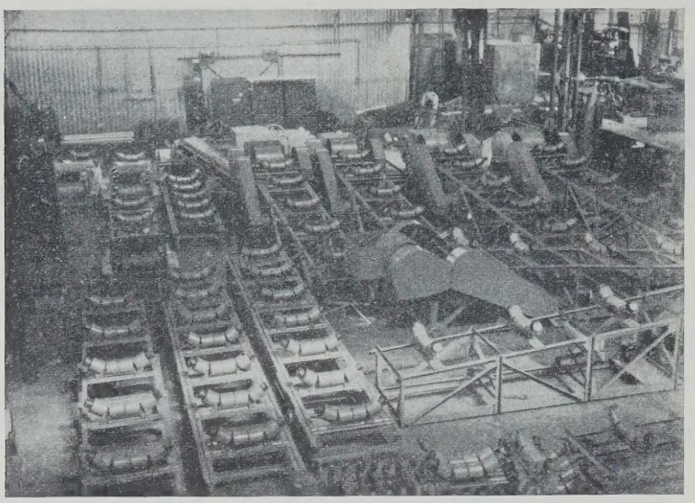


Abb. 14. Die Förderbänder in den Werkstätten der Wolf Netter & Jacobi-Werke, Berlin.

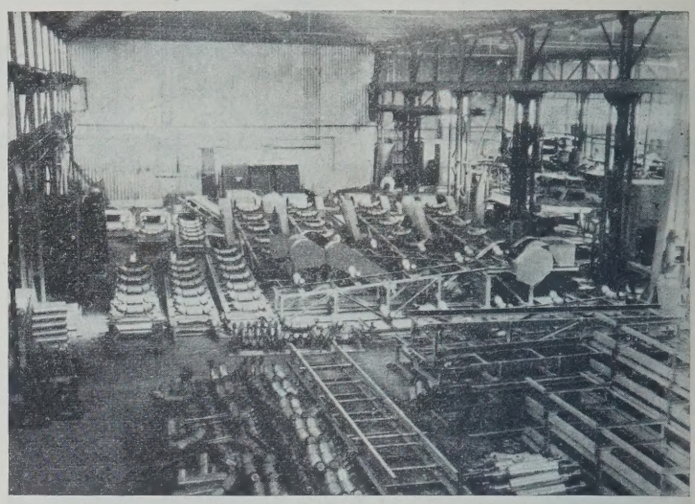


Abb. 15. Die Förderbänder in den Werkstätten der Wolf Netter & Jacobi-Werke, Berlin.

Die Querschnittsflächen der einzelnen Tunnelteile (statischer Beton) haben etwa folgende Größen (in m²):

	Sohle	Sockel	Wände	Decke in Eisenbeton	m² bezw. m³ für 1 lfd. m Tunnel
zweigleisiger Tunnel, freie Strecke . . .	4,4	2,7	3,5 bis 4,0	5,1	16,0
dreigleisiger Tunnel, Abstellgleis . . .	6,0	2,7	3,5 bis 4,5	6,8	19,5
Bahnhof mit 8 m breitem Bahnsteig . .	13,3	2,0	5,0 bis 5,5	17,7	28,0

Seitenschutzschicht . 1,0 bis 1,5 m³ für 1 lfd. m Tunnel
Sohlenschutzschicht 1,5 bis 3,0 „ „ „
Deckenschutzschicht 0,9 bis 1,6 „ „ „

Stetigkeit eines Betriebes bedeutet seine Wirtschaftlichkeit. Maßgebend ist die Betonleistung — Masse, nicht Preis —, nach der sich die Nebenarbeiten richten müssen, die im Untergrundbahnbau ungleich schwerer einzugliedern sind als in anderen Baubetrieben, insbesondere solchen ohne Grundwasser.

Trägt man die genannten 16 Positionen in ein Zeitdiagramm ein, so fallen als hinderlich auf:

die ungleichen Massen der einzelnen Mauerwerkskörper,
die Abbindezeiten, insbesondere die des Sockelbetons für den Ausbau der zweiten Steifenlage,
die Schalungsherstellung für den Deckenbeton.

Kurze Bandaggregatlängen bedingen höhere Kosten durch die größere Zahl der Antriebvorrichtungen und mindern die Betriebsicherheit. Lange Aggregate lassen sich schwierig ein- und ausbauen und erfordern ein langes bewegliches Band, das für seine Handhabung schwer wird.

Die Erfahrung mit 50 m langen Bändern hat gezeigt, daß die Länge nicht ausreicht, um mit dem beweglichen Bande von ein und demselben ortsfesten Aggregat aus eine Tunnelstrecke von 50 m von der Sohle bis zur Decke bei gleichbleibender Betonleistung herzustellen. Dadurch, daß man unter Verzicht auf den Schwenkarm das bewegliche Band in entgegengesetzter Richtung laufen läßt (Abb. 5), kann zwar eine Tunnelzone von fast doppelter Länge betoniert werden, jedoch erscheint selbst diese Länge nicht ausreichend, um gegen Störungen gesichert zu sein, die sich aus einem nicht einwandfreien Ineinandergreifen der Nebenarbeiten ergeben.

Die Verwendung hochwertigen Zements für den Sockelbeton ermöglicht einen früheren Steifenausbau für die Herstellung der Wände und mindert damit die Störungen. Ein vorzeitiges Anschließen des beweglichen Bandes an das folgende ortsfeste Band bei gleichzeitigem kostspieligem Beiseiteschieben und späterem Wiedereinrücken des ersten ortsfesten Aggregats, um etwa Sohle und Sockel weiter zu betonieren, wird damit nicht erforderlich. Die Verwendung hochwertigen Zements ist wiederum wegen der hohen Abbindetemperaturen und der entsprechenden Einwirkungen auf die Grundwasserabdichtung nur bedingt zulässig.

Indes ist wohl für die Aggregatteilung die Ausbildung der Tunneldecke maßgebender Faktor. Die Deckenkonstruktion, Rahmen-, Träger- und Kappendecke, das sogenannte Sargdeckelprofil bei großen Überschüttungshöhen usw. in Verbindung mit der Auflagerung (mit oder ohne Mittelstütze), ferner die Decken der Bahnhofsvorräume und der Versorgungsleitungen (Rohrkasten) wechseln bedingt durch mannigfache Gründe in kurzen Abschnitten und weisen in ihrer Herstellung erhebliche Zeitunterschiede auf. Diese führen zu Überlegungen für eine Bandausführung, die ein leichtes Umstellen, eine größere Bewegungsfreiheit des Betonbetriebes gewährleistet.

Unter Beibehaltung von 50 m langen ortsfesten Aggregaten in der oben beschriebenen bewährten Form, erscheint folgende Lösung gegeben:

1. Verzicht auf das Schwenkband am beweglichen Aggregat. Sohlen- und Sockelbeton werden vom Band über Rutschen gebracht, die zwischen den Steifen (2 m Abstand) aufgehängt durch leichtmögliche Neigungsänderung die volle Tunnelbreite bestreichen. Das Schütten des Wandbetons soll mittels tragbaren, 5 bis 6 m langen Hilfsaggregats quer zur Baugrube stattfinden, oder der Beton muß zweimal geworfen werden. Das gleiche gilt für den Deckenbeton.
2. Das bewegliche Aggregat erhält die halbe Länge eines ortsfesten Aggregats und wird mit vollkommen wagerechtem Band ausgerüstet, erhält die in Abb. 9 dargestellte fahrbare Aufnahmeschurre und einen Umpolschalter für den Antrieb. Dadurch, daß das Band in beiden Richtungen laufen kann, bleibt die Zonenlänge die gleiche (50 m).
3. Die ortsfesten Aggregate erhalten je eine Vorrichtung- das letzte 2-m-Glied mit der Aufnahmeschurre auszurücken oder nach unten zu klappen (Abb. 17). Für die letzte Anordnung, bei der eine Bandverschiebung durch die Drehung um eine exzentrisch gelegene Achse eintritt, bestehen alte Lösungen, auch bietet nach dem Zurückklappen die Bandeinstellung keine Schwierigkeiten.

Abb. 17.

Man erreicht damit die Möglichkeit, das bewegliche Band leicht an jedes ortsfeste Aggregat, ohne dessen Lage zu verändern, anzuschließen und an jedem Punkte der Gesamtlänge Beton abzugeben, wobei das um die halbe Länge gekürzte bewegliche Band in seiner leichten Handhabung (Verschiebbarkeit auf den Schienen) gute Dienste leisten wird.

Mit der oben unter 1 bis 3 dargestellten Anordnung ergeben sich zwei Tunnelbauweisen, die als „Horizontalbetrieb“ und „Vertikalbetrieb“ (Zonenbau) bezeichnet werden sollen.

Beim Horizontalbetrieb wird auf die gesamte Länge des Bauabschnittes bezw. Förderbandes zunächst die Sohle hart dem Erdbetrieb folgend betoniert, darnach folgt in derselben Richtung die Herstellung des Sockelbetons. Gleichfalls vom Anfangspunkte beginnend werden dann nacheinander Wände und Decke gefertigt. Es werden so die Störungen aus den grundverschiedenen Arbeitsbedingungen der genannten 16 Arbeitsvorgänge (S. 609) ausgeschaltet. Die Abbinde- bezw. Ausschalungsfristen können wie üblich innegehalten werden. Die Schalungsarbeiten erfahren eine erhebliche Vereinfachung und damit Lohnersparnis, indem bei gleichbleibender Sockel- und Wandform bei gewisser gleichbleibender Länge eingeschalten Betons die Schalung ununterbrochen an einer Seite entfernt und am anderen Ende wieder gestellt werden kann. (Fehlende Zwischenlagerung, freie Baugrube). Die Ausschalungsfristen für Sockel und Seitenbeton sind dadurch, daß letztere keine Belastung erfahren, so kurz, daß die Vorhaltung an Holz außerordentlich gering ist. Anders liegen jedoch die Verhältnisse beim Deckenbeton. Bei einer Tunnelbreite von 12 m

(dreigleisige Strecke) und einer Betonmasse von 6,8 m³ f. d. lfd. m Tunneldecke, würden bei einer Tagesleistung von rd. 170 m³ 25 lfd. m Tunneldecke (in Eisenbeton) hergestellt werden und bei einer Schalungsfrist von 20 Tagen mindestens 6000 m² Schalung vorzuhalten sein. Durch die Verwendung hochwertigen Zements läßt sich jedoch mit geringem Aufpreis die Schalungsvorhaltung immerhin so weit verbessern, daß sie in wirtschaftlichen Grenzen bleibt. (Fehlende Berührung mit der Grundwasserabdichtung während des Abbindens.)

So vorteilhaft diese Bauweise auch ist, so ist sie nur da anwendbar, wo die Häuser von der Tunnelflucht so weit entfernt liegen, daß der Häuserdruck im unteren Drittel der Bohlwand angreift. In diesem Falle verliert die Gefahr für die Sicherheit der Häuser durch die schnelle Aufeinanderfolge von Ausschachtung und Sohlenbeton an Bedeutung.

Liegen die Häuser hart an der Tunnelbaugrube, so mindert man die Gefahren für jene, indem man in Zonen von 15 bis 20 m Länge ausschachtet und den Tunnel in Ringen von gleicher Länge herstellt (Zonenbau). Die Ausführung eines solchen Ringes dauert nach den oben genannten 16 Arbeitsvorgängen 25 bis 30 Tage. Abgesehen von der langen Bauzeit, den Kosten für verlängerte Vorhaltung und Unterhaltung der hölzernen Straßenfahrbahn ist ein wirtschaftlicher Betrieb nur möglich, wenn **eine** Beton-, Zimmerer- und Kleberkolonne für mehrere gleichzeitig auszuführende Zonen angesetzt wird. Hierbei zeigt sich die besondere Eignung des Förderbandbetriebes mit einer etwa wie oben dargestellten Anlage. In Ergänzung der Abb. 2 u. 3, insbesondere des Längsschnitts Abb. 4, sei noch bemerkt, daß man in Strecken mit hartanliegenden Häusern unbedenklich die volle Tunnelbreite bis auf Unterkante Häuserfundamente ausschachtet; zurückziehend zur Angriffstelle wird in Tunnelmitte ein Fahrschlitz profilmäßig außerhalb der angenommenen Gleitflächen des Häuserdrucks unter gleichzeitigem Einbau der ersten Steifenlage ausgehoben. Die Betonförderung mittels Bandes liegt auf der ersten Steifenlage, darunter die Erdförderung im Schlitz, wobei ein Gleis bei den geringen Mengen genügt. Wird zonenweise der Schacht tiefer geführt, so wird der Fahrbetrieb durch die verlorenen Steigungen unwirtschaftlich und unsicher. Man wird daher leichte Bockverbände in Kauf nehmen, die Gleislage in Höhe der zweiten Steifenlage anordnen und den Restboden mittels tragbarer 5 bis 6-m-Bänder winklig zur Tunnelachse in die Kipper fördern, wobei die Förderbänder in 25 ° bis 30 ° Neigung noch mit voller Leistung arbeiten (Abb. 4 links). Die Bewährung kurzer leichter Bänder bei Förderung von Stein- und Mauerwerkbrocken ist zu erwarten, solange die Stoffe an der Aufnahmeschurre auf das Band gelegt und nicht geworfen werden.

Durch die geringen Abmessungen der Förderbänder in Höhe und Breite ist die Anwendung im Gebiete des gesamten Tunnelbaues sowie der Entwässerung beim Bau von Sammlern, Dükern u. a. m. mit schmalen Baugruben und beschränkter Ausdehnungsmöglichkeit an den Angriffpunkten gegeben.

Alle Rechte vorbehalten.

Umbau der Brücke über die Silberwiese bei Stettin.

Von Reichsbahnoberrat **Koehler**, R. B. D. Stettin.

Die zweigleisige Eisenbahn Stettin—Stargard führt unmittelbar hinter dem Personenbahnhof in Stettin über einen Brückenzug von etwa 700 m Länge (Abb. 1). Die im Jahre 1868 ausgeführten eisernen Überbauten kreuzen zunächst die Oder mit den beiderseitigen Bollwerkstraßen, dann

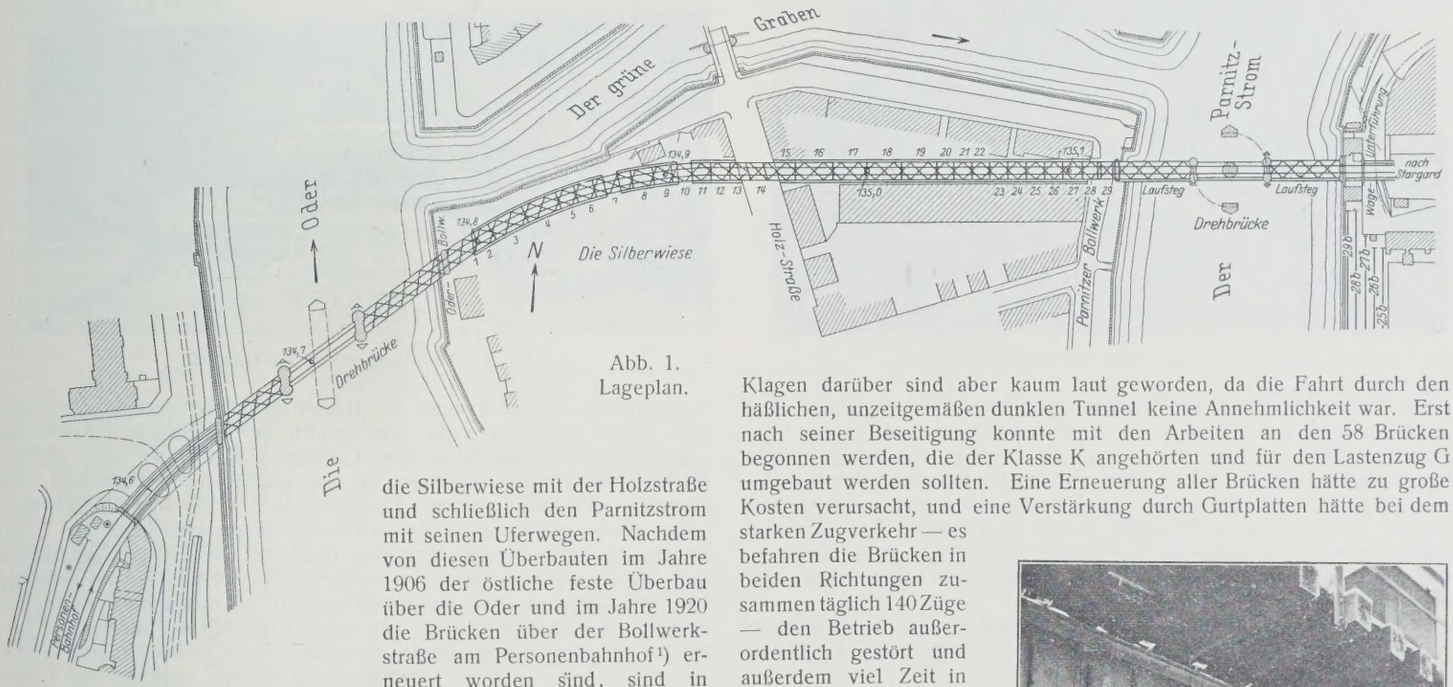


Abb. 1. Lageplan.

die Silberwiese mit der Holzstraße und schließlich den Parnitzstrom mit seinen Uferwegen. Nachdem von diesen Überbauten im Jahre 1906 der östliche feste Überbau über die Oder und im Jahre 1920 die Brücken über der Bollwerkstraße am Personenbahnhof[1]) erneuert worden sind, sind in letzter Zeit infolge der vergrößerten Betriebslasten weitere umfangreiche Arbeiten an den Brücken auf der Silberwiese vorgenommen worden. Hierbei war zu berücksichtigen, daß nach dem Plan für die Umgestaltung der Stettiner Bahnanlagen die Strecke, auf der die Brücken liegen, später als Hauptbahn wegfallen soll. Die Aufwendung von größeren Mitteln für die Umgestaltung des Brückenzuges war danach zu vermeiden.

Die Brücke über die Silberwiese besteht aus 58 eisernen Überbauten, davon sind 52 Blechträger mit obenliegender Fahrbahn von etwa 11,5 m Stützweite und sechs Zwillingsträgerbrücken bis zu 9,1 m Stützweite. Alle Überbauten liegen auf gußeisernen Pfeilern, die beim Bau der Strecke im Jahre 1868 von der Festungsverwaltung gefordert worden waren (Abb. 2).

Gleichzeitig ist damals die ganze Brücke über die Silberwiese zur Vermeidung von Feuersgefahr für die unmittelbar anliegenden Lagerplätze für Holz, Teer und Torf mit einem 400 m langen Wellblechtunnel eingedeckt worden. Da dieser sogenannte Tunnel im Betrieb ein erhebliches Hindernis darstellte und bedeutende Unterhaltungskosten verursachte, ist er im Jahre 1925 wegen seines baufälligen Zustandes abgebrochen und nicht wieder erneuert worden, nachdem an die Stelle offener Lager im Lauf der Zeit Lagerschuppen getreten und die Lokomotiven mit Funkenfängern versehen sind (Abb. 3 u. 4).

Damit ist zwar ein altes Wahrzeichen der Stadt Stettin verschwunden, Klagen darüber sind aber kaum laut geworden, da die Fahrt durch den häßlichen, unzeitgemäßen dunklen Tunnel keine Annehmlichkeit war. Erst nach seiner Beseitigung konnte mit den Arbeiten an den 58 Brücken begonnen werden, die der Klasse K angehörten und für den Lastenzug G umgebaut werden sollten. Eine Erneuerung aller Brücken hätte zu große Kosten verursacht, und eine Verstärkung durch Gurtplatten hätte bei dem starken Zugverkehr — es befahren die Brücken in beiden Richtungen zusammen täglich 140 Züge — den Betrieb außerordentlich gestört und außerdem viel Zeit in Anspruch genommen. 48 Blechträgerbrücken, die keine öffentlichen Wege kreuzen, sind daher durch Hängewerke verstärkt worden (Abb. 5).

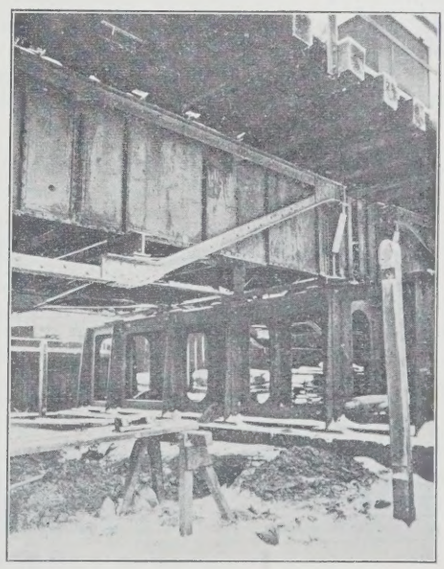


Abb. 2. Gußeiserner Auflagerpfeiler.

Vier weitere Blechträgerbrücken mußten jedoch erneuert werden, da sie über den Fußgängerwegen der Holzstraße liegen und hier jede Tieferlegung der Konstruktionsunterkante unstatthaft war.

Von den über der östlichen Bollwerkstraße an der Oder, dem west-

[1]) Vergl. Z. d. B. 1921 vom 21. Mai.

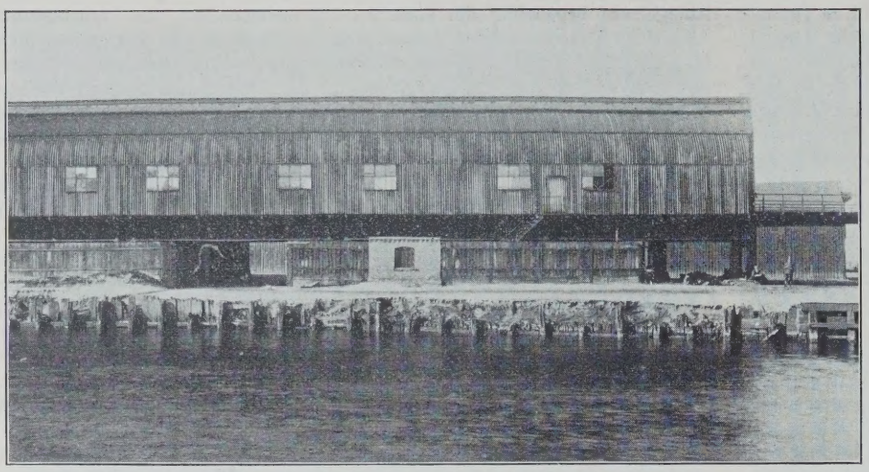


Abb. 3. Seitenansicht des früheren „Tunnels".

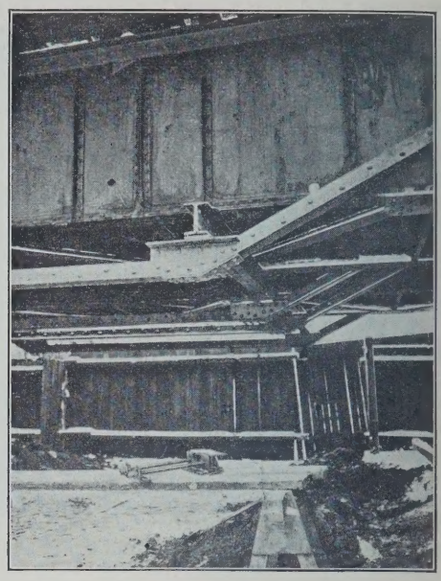


Abb. 6.
Untere Hängewerkecke.

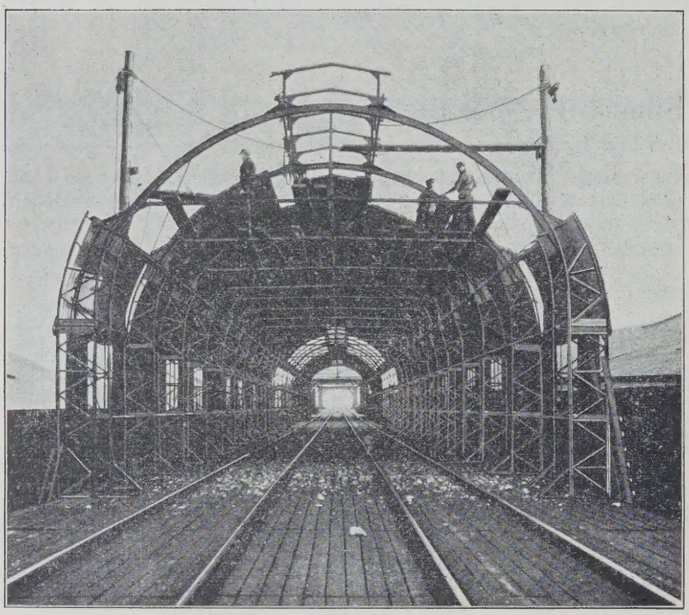


Abb. 4. Tunnel während des Abbruches.

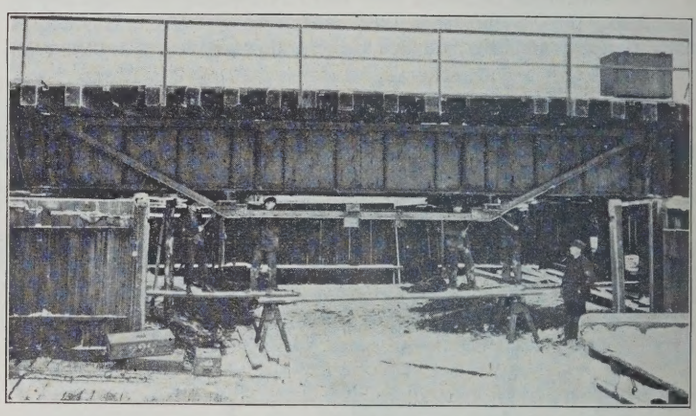


Abb. 5. Blechträger mit Hängewerk.

lichen Parnitzufer und dem Fahrdamm der Holzstraße liegenden sechs Zwillingsträgerbrücken konnten zwei Überbauten durch Auflegen von Gurtplatten verstärkt werden. Die anderen vier Zwillingsträgerbrücken ließen eine Verstärkung nicht mehr zu. Eine Senkung der Konstruktionsunterkante dieser Brücken war wegen der geringen Durchfahrthöhe nicht möglich. Trogbrücken konnten auch nicht gewählt werden, da die Breite der gußeisernen Auflagerböcke nicht ausreichte. Aus diesem Grunde sind wieder Zwillingsträgerbrücken eingebaut worden, bei denen jedoch die Schienen zur Stoßdämpfung auf Holzschwellen liegen.

Zu den einzelnen Arbeiten an den Brücken ist folgendes besonders zu bemerken. Abweichend von den bisher zur Verstärkung eingebauten Hängewerken, die ganz unter den Hauptträgern der Brücken angeordnet sind, liegen die Hängewerke hier seitlich der Hauptträger. Sie bieten gegenüber einer Verstärkung durch Gurtplatten den Vorteil einer leichten Montage während des Betriebes bei nur unbedeutender Nietarbeit, und gegenüber den bisher üblichen Hängewerken den Vorteil geringerer Bauhöhe. Diese gestattete gerade noch einen Querverkehr unter den Überbauten, der seinerzeit den Anliegern beim Bau der Brücke zugestanden war. Die Hängewerke haben symmetrischen Querschnitt, sind auf Konsolen über den Auflagerpunkten der Brücke gelagert, mit diesen durch Schrauben befestigt und außerdem durch Unterzüge unterhalb der Blechträger verbunden. Die Hängewerke wurden als einfach statisch unbestimmtes System berechnet; als statisch unbestimmte Größe wurde dabei der wagerechte Zug des Hängewerkes eingeführt.[2])

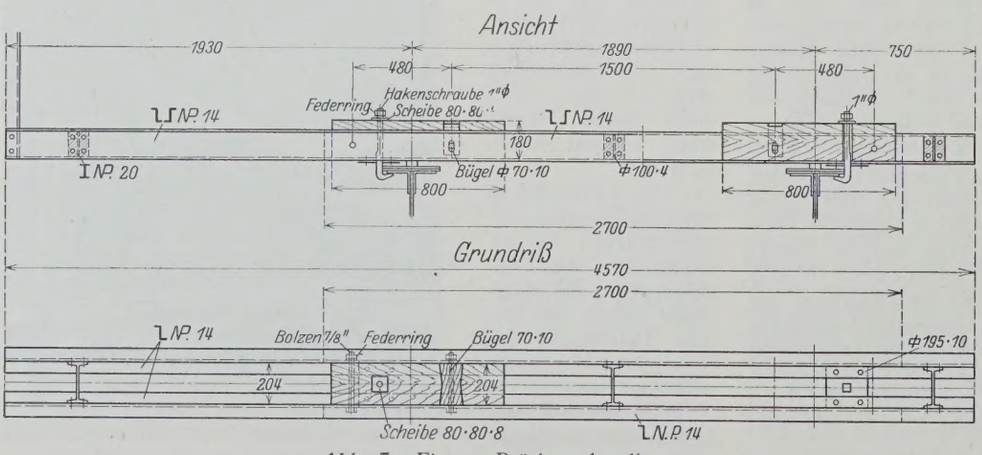


Abb. 7. Eiserne Brückenschwelle.

Die Hängewerke haben je nach Lage des Gleises eine Vorspannung von 10 bis 15 t erhalten. Diese wurde durch Eintreiben von Stahlkeilen erreicht (Abb. 5 u. 6), die zwischen den beiden Unterzügen und den Knotenblechpunkten der Hängewerke liegen. Für das Eintreiben der Keile sind besonders eingerichtete Schraubenspindeln benutzt worden. Die auf diese Weise erzielte Vorspannung in den Hängewerken ist an drei Leunerschen Spannungsmessern abgelesen worden, die an den beiden wagerechten und am senkrechten Steg des Hängewerkstabes

[2]) Die statische Berechnung dieser Hängewerke wird den Gegenstand eines späteren Aufsatzes bilden. Die Schriftleitung.

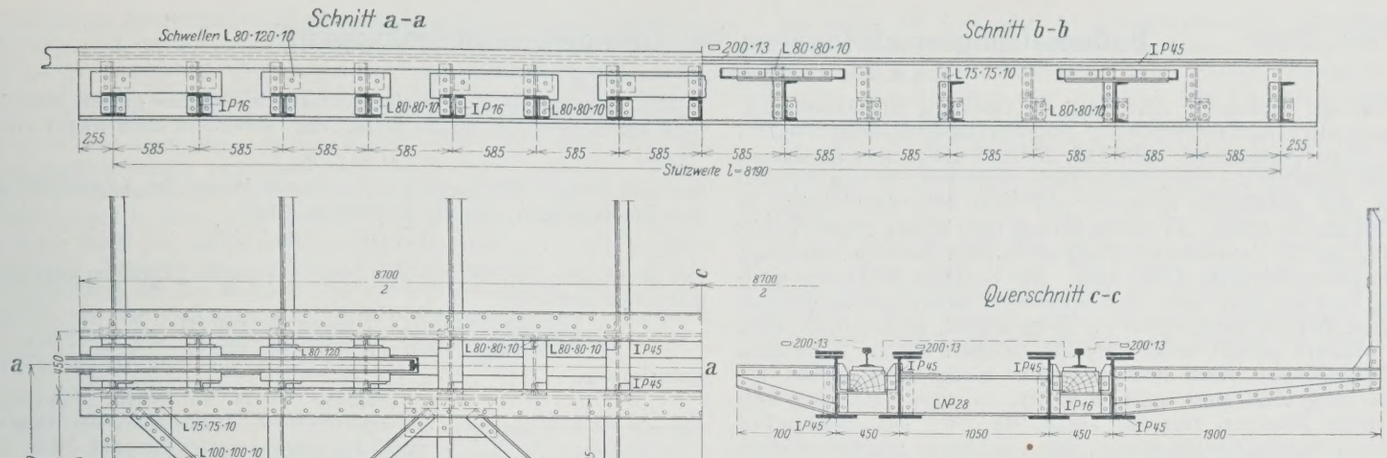
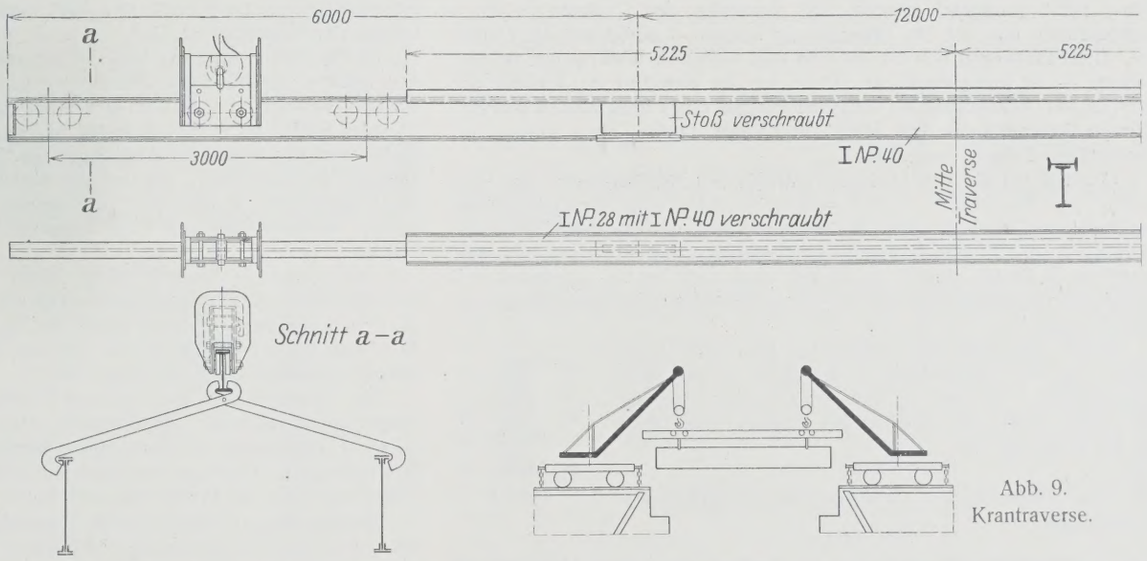


Abb. 8. Neue Zwillingsträgerbrücken.

befestigt waren. Durch Nachprüfung der Spannung in den Blechträgern unter Verkehrslast vor und nach der Verstärkung ist festgestellt worden, daß die Entlastung der Brücke mit der rechnerisch ermittelten fast genau übereinstimmte. Die Kosten für die Verstärkung betragen für einen Überbau etwa 2000 R.-M.

Auf den vier neuen Blechträgerbrücken über den Fußwegen der Holzstraße, die in ihrer Konstruktion nichts Besonderes bieten, sind bei dieser Gelegenheit neue eiserne Brückenschwellen verlegt worden (Abb. 7), die von der Firma Christoph & Unmack erstmalig vorgeschlagen und zum Patent angemeldet worden sind.[3]) Wir haben diese Schwellen jedoch in einigen Teilen geändert. Die Holzfüllstücke sind durch zwei Bolzen in den Z-Eisen befestigt, um so eine Spurerweiterung im Gleis sicher zu vermeiden. Mit einer dritten senkrecht angeordneten Hakenschraube wird das Holzstück und damit auch die eiserne Schwelle am Obergurtflansch der Hauptträger festgehalten. Diese gleichzeitig elastische Befestigung bietet den Vorteil, daß die Schwelle jederzeit auf der Brücke seitlich bewegt werden kann. Die Z-Eisen liegen auf besonderen Zentriereisen, die mit der obersten Gurtplatte der Brücke beiderseits versenkt vernietet sind.



Für die vier neu eingebauten Zwillingsträgerbrücken (Abb. 8) sind als Hauptträger Peineträger 45 verwendet worden, an denen der obere nach der Schiene gerichtete Flansch um 11 cm gekürzt ist. Durch eine aufgelegte Platte ist der abgeschnittene Teil wieder ersetzt. Auf den im Abstande von 58,5 cm angeordneten Zwischenträgern P 16 liegen zur Befestigung der Schienenunterlagsplatten Holzbalken 90 · 25 · 18 cm, die sowohl in der Längsrichtung als auch in der Querrichtung durch 4 L 80 · 120 · 10, zwei Schraubenbolzen und vier Mutterschrauben festgehalten sind. Die Holzbalken liegen allseitig frei für Luftzutritt. Das Befahren der Brücke ist merkbar ruhig, Anstände haben sich seit dem Einbau im Dezember 1926 bis heute nicht gezeigt.

Für das Auswechseln der neuen Blechträger- und Zwillingsträgerbrücken standen nur nächtliche Betriebspausen von $2^1/_2$ Stunden zur Verfügung. Da für den Zusammenbau der neuen Brücken seitlich der bestehenden Bauwerke kein Platz vorhanden war, mußten die Brücken auf Eisenbahnwagen an die Baustellen herangeschafft und die ausgebauten Überbauten ebenfalls auf Eisenbahnwagen sofort abgefahren werden. Der Aus- und Einbau der Brücken geschah mit Hilfe von zwei Eisenbahndrehkranen von 7,5 bezw. 10 t und einer neu eingeführten Krantraverse (Abb. 9), die den besonderen Zweck hat, den Schrägzug der hängenden Last beim Aus- und Einschwenken zu verhindern. Diese Krantraverse wurde von den Ardeltwerken, Eberswalde, geliefert und besteht aus einem Träger I 40, an dessen oberen Flansch zwei Laufkatzen entlangrollen, die ihrerseits an die Lasthaken der beiden Drehkrane aufgehängt sind. Beim Auswechseln sind die Brücken mit mehreren starken Flacheisenzangen — je nach Stützweite des Überbaues — an den unteren Flansch des Traversenträgers angeschlagen worden. Die Flacheisenzangen, die über die Länge des Überbaues gleichmäßig verteilt worden sind, bewirken, daß die Längstraverse durch die hängende Last zwischen den beiden äußersten Zangen seitlich ausgesteift wird. Die Auswechslung ging mit Hilfe dieser Anlage

Abb. 9. Krantraverse.

schnell vonstatten. Das neben der Baustelle liegende zweite Streckengleis, das nur zum Heranbringen des neuen und zum Abfahren des alten Überbaues diente, war bereits nach einer Stunde wieder frei.

An der Ausführung der Arbeiten waren beteiligt: Gollnow & Sohn in Stettin, Verstärkung von 42 Blechträgerbrücken durch Hängewerke; Karl Marks in Stettin, Verstärkung von sechs Blechträgerbrücken durch Hängewerke und Erneuerung bezw. Verstärkung von sechs Zwillingsträgerbrücken; Schiege in Leipzig, Lieferung von vier neuen Blechträgerbrücken mit eisernen Schwellen.

Außer diesen Arbeiten an den Brücken über die Silberwiese ist im Jahre 1926 die Drehbrücke über den Parnitzstrom durch die M. A. N., Gustavsburg, erneuert worden.[4]) Nach Bewilligung weiterer Mittel werden noch in diesem Jahre die Oderdrehbrücke und der westliche feste Überbau über die Oder durch neue Bauwerke ersetzt. Nach Fertigstellung dieser Brücken ist dann der gesamte Brückenzug für die neuen Betriebslasten befahrbar.

[3]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 6, S. 72.

[4]) Hierüber folgt eine besondere Veröffentlichung.

Alle Rechte vorbehalten.

Bodensetzungserscheinungen bei Grundwasserabsenkungen.

Von **B. Körner**, Regierungs- und Baurat, Berlin.

Unter der Überschrift: „Zur Frage der Gründung mit Grundwasserabsenkung oder Unterwasserschüttung“ bespricht Magistratsbaurat Schäfer, Berlin, in der „Bautechnik“ 1927, Heft 26 im Verfolg eines Einzelfalles die gegen die heute allgemein übliche Bauwerkgründung mit Grundwassersenkung laut gewordenen Bedenken und stellt diese Gründungsart in Vergleich mit der älteren, der Betonschüttung unter Wasser. Seine Schlußfolgerung, die die Unterwasserschüttung als veraltete Bauweise bezeichnet, verdient uneingeschränkte Zustimmung. Das Verfahren der Grundwassersenkung wird sich trotz heute noch bestehender Widerstände durchsetzen, denn seine Vorteile, deren Schäfer nur einige anführt, liegen auf der Hand. Wenn trotzdem immer wieder Bedenken geäußert werden und Klagen über Schädigungen durch Bodensetzungen in der Nachbarschaft abgesenkter Baugruben nicht aufhören wollen, so müssen dem aber doch wohl einige Tatsachen zugrunde liegen, die nicht mit apodiktischen Erklärungen abgetan werden können, denen Schäfer in folgenden Worten Ausdruck gibt:

> „Treten in der Nachbarschaft einer tiefen Baugrube Versackungen des Bodens und demzufolge auch Schäden an den darauf oder darin befindlichen Bauwerken auf, so sind diese regelmäßig eine Folge der Nachgiebigkeit der Baugrubenumschließung und -absteifung, wenn nicht schon der Rammarbeiten, namentlich bei Verwendung von Spundwänden, niemals aber kann bei Unversehrtheit der Brunnen die Grundwassersenkung die Ursache sein. Namentlich eine Wirkung der Grundwassersenkung auf den Gleichgewichtszustand eines normalen Baugrundes in größerer Entfernung, etwa noch auf ein Mehrfaches der Baugrubentiefe, wie in Prozessen immer wieder behauptet wird, muß unbedingt in das Reich der Fabel verwiesen werden.“

Die Tatsache besteht, wenn auch in vielen Fällen von entschädigungslüsternen Interessenten übertrieben, daß Grundwasserabsenkungen selbst bei sorgfältigster und vorsichtigster Bauausführung Setzungsschäden an benachbarten Bauwerken zur Folge gehabt haben. Wenn die Begründung durch Ausspülung von Bodenteilchen zu ihrer Erklärung nicht ausreicht, wie Schäfer zutreffend nachweist, müssen andere Ursachen mitwirken, die bisher nicht genügend erkannt und gewürdigt sind. Diesen Ursachen nachzuspüren und sie zu erkennen zu suchen — selbst auf die Gefahr hin, alte Streitfragen neu zu beleben und lebhaften Widerspruch hervorzurufen — ist Ingenieurpflicht. Denn nur die Kenntnis der Gründe der auftretenden unangenehmen Nebenwirkungen eines brauchbaren und bewährten Bauverfahrens läßt Mittel und Wege finden, eben diesen unerwünschten Folgen vorzubeugen.

Gestützt auf die von H. Krey entwickelten Anschauungen über den Einfluß des Wassers im Boden und seine Bedeutung für Bodenphysik und Erdbaumechanik, an deren Weiterentwicklung und versuchstechnischen Klärung in der Erdbauabteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin zurzeit gearbeitet wird, will ich im folgenden versuchen, die tatsächlichen Gründe für die auftretenden Setzungserscheinungen nachzuweisen:

Denkt man sich ein senkrechtes Erd- oder Sandprisma mit der Grundfläche f, der Höhe h und dem Raumgewicht γ (s. Abb. 1) auf einer festen Unterlage aufruhend, so übt das Gewicht des Prismas einen Druck auf die Unterlage aus:

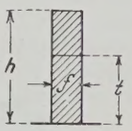


Abb. 1.

$$G = \gamma f h \tag{1}$$

oder bei verschiedenen Schichten mit verschiedenem Raumgewicht

$$G = \Sigma \gamma \, \Delta h \, f.$$

Taucht man das Erdprisma bis zur Tiefe t mit seiner Unterlage in Wasser ein, dann wird sein Gewicht durch das eindringende Wasser größer, und zwar um:

$$\Delta G = \varepsilon f t, \tag{2}$$

wenn ε das Hohlraumverhältnis ist (beispielsweise $\varepsilon = 30\,\%$, wie es im Mittel viele Sandsorten in der natürlichen Lagerung haben).

Trotzdem ist der Druck der Unterlage nicht um ΔG größer, sondern durch den Auftrieb kleiner geworden. Er ist:

$$P = \gamma f h - (1 - \varepsilon) f t. \tag{3}$$

Von dem größer gewordenen Gewicht des Erdprismas:

$$G + \Delta G = f(\gamma h + \varepsilon t) \tag{4}$$

wird vom Wasserauftrieb getragen der Anteil:

$$W = f t \tag{5}$$

und von der Unterlage der Anteil:

$$P = f[\gamma h - (1 - \varepsilon) t]. \tag{6}$$

Zieht man nun das Erdprisma wieder aus dem Wasser heraus, so bleibt ein Teil des Wassers in dem Boden haften, und zwar je nach der Feinheit des Bodenmaterials mehr oder weniger. Bei ganz grobem Material fließt fast alles Wasser wieder heraus, das Gewicht ist dann wieder etwa

$$G = \gamma f h. \tag{7}$$

Bei ganz feinem Material bleibt alles Wasser infolge der Kapillarkraft in dem Boden hängen, und das Gewicht ist dann:

$$G_1 = G + \Delta G = \gamma f h + \varepsilon f t. \tag{8}$$

Der Druck der Unterlage hat also beim Austauchen gegenüber dem eingetauchten Zustande

im ersten Fall . (Gl. 7 gegen 6) um $f(1 - \varepsilon) t$,
im zweiten Fall („ 8 „ 6) um $f t$

zugenommen.

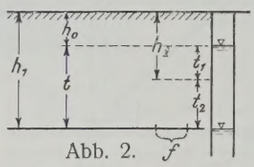


Abb. 2.

Ebenso ist es im Boden, wenn der Wasserstand sinkt. Angenommen der Wasserstand im Boden werde von der Höhe h_0 (Abb. 2) bis zur Höhe h_1 um den Betrag t gesenkt, dann erfährt eine Fläche f in der Höhe h_1 durch diese Wasserstandsenkung infolge des wegfallenden Auftriebes eine Belastungszunahme, die günstigsten Falls bei grobkörnigem Boden ohne kapillaren Wasserrückhalt $= f(1 - \varepsilon) t$ ist und bei feinem Boden bis $f t$ anwachsen kann.

Diese Belastungsvermehrung wirkt auf die unterliegenden Schichten bis zu großer Tiefe.

Bei ganz grobem Boden ändert sich in der Höhe h_0 durch die Wassersenkung nichts; die Belastungsvermehrung ist hier gleich Null und nimmt von h_0 bis h_1 geradlinig zu bis zur Größe: $f(1 - \varepsilon) t$.

Wichtiger ist der Fall, wenn im feinen Sande die Hohlräume infolge der Kapillarkraft gefüllt bleiben. Dann ist beispielsweise in der Höhe h_2 (s. Abb. 2) vor der Senkung der Wasserdruck $= + t_1$, nach der Wasserstandsenkung $= - t_2$, da das Wasser infolge der Kapillarkraft in dem Boden hängt (vergl. hierzu den Aufsatz von H. Krey „Rutschgefährliche und fließende Bodenarten“, „Die Bautechnik“ 1927, Heft 35, S. 485). Die Belastungsänderung beträgt also hier auch oberhalb des Wasserspiegels infolge der Senkung $= t_1 + t_2 = t$.

In der Natur wird die Belastungsvermehrung in der Regel zwischen den beiden geschilderten Fällen liegen. Eine Absenkung des Grundwassers bedingt also in dem gesamten Boden eine Mehrbelastung, die an jeder Stelle fast ebenso groß ist, wie wenn der Boden mit einer Wassersäule von der Höhe der Absenkung an der betreffenden Stelle belastet würde. Die Belastung, die bei Absenkungen bis zu größerer Tiefe für jedes abgesenkte m etwa je 1 t/m² beträgt, ist nie ohne Einfluß auf den Boden, sondern stets mit einer Zusammendrückung (Bodensetzung) verbunden.

Die Größe der Setzung hängt neben der Absenkungstiefe von der Bodenbeschaffenheit (Lagerungsverhältnisse, Korngrößen, Porenvolumen) ab. Sie kann sehr erheblich sein. Bei den mannigfaltigen Verhältnissen der Natur wird ein Maß für sie nur auf Grund eingehender und sorgfältiger Untersuchungen zu finden sein.

Die vorstehenden theoretischen Überlegungen könnten noch weiter ausgesponnen werden. Undurchlässige Schichten: Ton, Klei oder Lehm in sonst durchlässigem Untergrunde bedingen zum Teil wieder andere Erscheinungen. Doch sei das späteren Mitteilungen vorbehalten; einige Folgerungen für die Praxis haben zunächst größeres Interesse.

Bodensetzungen sind nach den gemachten Ausführungen zwangläufig mit jeder Grundwassersenkung verbunden, mag jede Bodenauswaschung auch noch so sorgfältig vermieden und die Senkungsanlage technisch völlig einwandfrei sein. Wie aber wirken sie sich aus? — Sie sind abhängig von der Form der Senkungslinie. Verläuft diese in grobkörnigem Boden flach gestreckt, so geschieht die Bodensenkung auf weite Flächen gleichmäßig, Gebäude und Bauwerke sinken gleichmäßig mit ab, ohne Schaden zu nehmen; die Senkung wird in der Regel überhaupt nicht bemerkt. Zeigt die Senkungslinie dagegen in der Nähe der Brunnen oder bei einem Wechsel der Bodenart wechselndes Gefälle, so sind auch ungleichmäßige Senkungen die Folge. Steht dann ein Gebäude mit dem einen Fundament über dem steilen Teil der Senkungslinie, mit dem anderen bereits auf dem flach verlaufenden Ast, so werden Schäden meist unvermeidlich sein. Es ergibt sich das scheinbare Paradoxon, daß die Schäden um so größer sein können, je geringer die Wasserförderung ist, denn diese setzt dichteren, feinkörnigen Boden mit steilem Anstieg der Senkungslinie voraus. Im allgemeinen werden in größerer Entfernung von der Baugrube ungleichmäßige Senkungen mit ihren schädlichen Folgen nicht mehr auftreten, es sei denn, daß ein Wechsel der Bodenart einen Gefällwechsel der Senkungslinie bedingt. Mit der Baugrubentiefe hat das nichts zu tun. Wie weit sich der Einflußbereich einer Grundwassersenkung

erstreckt, ist, wie bekannt, lediglich abhängig von der Bodenbeschaffenheit. Viele Beispiele für eine kilometerweite Ausdehnung des Senkungstrichters ließen sich finden. Ich führe nur den Fall an, daß bei dem Bau einer Schleuse in der Weserniederung, deren Brunnen in grobem Kies standen, bis zu dem 2500 m entfernten benachbarten Dorfe am Rande der Niederung Brunnen und Viehtränken trocken fielen. Daß offene Wasserläufe die Senkungslinie häufig nicht oder nicht wesentlich beeinflussen, lehren vielfache Beobachtungen gerade in Berlin, dessen Gewässer ein durch Ablagerungen besonders gut gedichtetes Bett haben. Als neueste Beobachtung führe ich die Tatsache an, daß der Tiefbrunnen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau auf der Schleuseninsel im Tiergarten kürzlich durch die am anderen Ufer des Schleusenkanales in 90 m Entfernung bei der Verstärkung der Stadtbahnbogen unmittelbar am freien Wasser betriebene Grundwassersenkungsanlage soweit abgesenkt wurde, daß die Pumpe des Tiefbrunnens zeitweise Luft saugte.

Die Größe der Senkungen ist mitunter erheblich. Beim Bau einer Seeschleuse wurden an den benachbarten älteren Schleusen Senkungen von mehreren Dezimetern festgestellt. Da sie ganz gleichmäßig eintraten, entstanden keinerlei Risse oder Schäden. Die Untergrundverhältnisse sind mir leider nicht bekannt.

Ich hoffe, mit den vorstehenden Ausführungen über die Gründe der bei Grundwasserabsenkungen häufig beobachteten Senkungsschäden Anlaß zu einem weiteren Studium dieser bedeutungsvollen Frage gegeben zu haben, denn die Theorie steht noch am Anfang ihrer Entwicklung. Sie bedarf der Vertiefung und Bestätigung durch Versuch und Praxis. Wenn sie dann auch keinen Weg zeigen kann zur völligen Vermeidung von Setzungsschäden, wird sie wenigstens über das leider noch viel zu wenig benutzte Mittel der Beobachtungsbrunnen Möglichkeiten bieten, rechtzeitig einzugreifen und Schäden im Entstehen zu bekämpfen.

Die Querschnittsermittlung biegungssteifer Tragwerkteile bei gegebener Durchbiegung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **L. Kulka**, Hannover.

Der Querschnitt von auf Biegung beanspruchten Bauteilen ist bekanntlich unter zweierlei Gesichtspunkten zu ermitteln. Einerseits darf unter Einwirkung der gegebenen äußeren Lasten an keiner Stelle eines Bauglieds die zulässige Spannung überschritten werden, und anderseits soll die an bestimmter Stelle und in bestimmter Richtung gemessene elastische Verschiebung unter einem jeweils bedingten Maße bleiben.

Während nun in vielen Fällen bei Querschnittsbestimmungen auf Grund der erstgenannten Bedingung die zweite von selbst erfüllt ist, gibt es anderseits Fälle, wo, wie im folgenden vorausgesetzt, die Befriedigung der zweiten Bedingung stärkere Abmessungen erfordert, also maßgebend ist. Ein Beispiel für diese „Querschnittsermittlung auf Durchbiegung“ liefern u. a. diejenigen biegungssteifen Bauglieder, die zur elastischen Stützung von Druckgurten oder überhaupt von Druckstäben dienen. Bei Baugliedern, bei denen die Querschnitte durchweg oder auf vorgegebenen Teillängen gleich bleiben sollen, bietet die Einhaltung der zulässigen Durchbiegung rechnerisch kaum eine Schwierigkeit. Anders bei Baugliedern mit bereichweise stetiger und an den Grenzen dieser Bereiche sprungweiser Veränderlichkeit der Querschnittsträgheitsmomente, wie etwa bei jenen Halbrahmen oben offener Brücken, deren Pfosten nach unten hin stetig breiter und außerdem durch Auflegen von Lamellen sprungweise verstärkt werden.

Wenn man bei solchen Baugliedern nicht im voraus Anhaltspunkte für die geeignete Querschnittswahl und Abstufung hat, wird es wohl manchen Versuches bedürfen, bis man eine wirtschaftliche Materialverteilung erzielt, die der hinsichtlich der Durchbiegung gestellten Anforderung genügt.

Mit Hilfe des hier beschriebenen Verfahrens wird die Querschnittsermittlung in solchen verwickelteren Fällen vereinfacht. Es wird genügen, das Wesen des Verfahrens bei der Lösung einer Grundaufgabe zu besprechen. Dabei sind, um eine Anwendung auch für andere Fälle klarzustellen, die Ansätze etwas allgemeiner gehalten, als zur Lösung der Grundaufgabe unbedingt notwendig gewesen wäre.

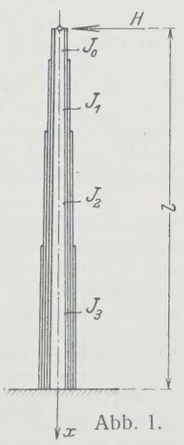


Abb. 1.

Der an seinem unteren Ende fest eingespannte und an seinem oberen, freien Ende durch die Querlast H belastete Balken in Abb. 1 sei derart zu bemessen, daß die elastische Verschiebung des Lastangriffspunktes den vorgeschriebenen Wert f cm nicht übersteigt. Die Stehblechhöhe des I-förmigen Balkenquerschnittes soll geradlinig gegen die Einspannstelle hin zunehmen und der aus Stehblech und Gurtwinkeln gebildete Grundquerschnitt durch Lamellen verstärkt werden, deren Zahl gegen die Einspannstelle wächst.

Bezeichnungen: Balkenlänge l; Querschnittsträgheitsmoment in bezug auf die zur Biegungsebene senkrechte Schwerachse für einen beliebigen Querschnitt J; für den Querschnitt an der Einspannstelle $J_e = J_{max}$.

Die in der Balkenschwerachse gemessenen Abszissen x zählen vom Kraftangriffspunkt aus.

Sind M_H die durch die gegebene Last H und M_1 die durch die gedachte Last $H = 1$ t erzeugten Biegungsmomente, so gilt für die elastische Verschiebung f die Beziehung

$$(1) \qquad f = \int_0^l \frac{M_H}{EJ} \cdot M_1 \, dx = \frac{1}{EJ_e} \int_0^l M_H \cdot \frac{J_e}{J} \cdot M_1 \, dx.$$

Setzen wir für die reduzierten Momente die Bezeichnung

$$M_r = M_H \cdot \frac{J_e}{J}$$

und führen für M_1 den in unserem Beispiel giltigen Wert

$$M_1 = 1 \, x = x$$

ein, so wird:

$$(2) \qquad f = \frac{1}{EJ_e} \int_0^l M_r \, x \, dx = \frac{1}{EJ_e} \cdot \delta_r;$$

worin δ_r das statische Moment der reduzierten Momentenfläche in bezug auf die Wirkungslinie der Last H vorstellt. Wählt man nun im voraus für M_r eine Funktion

$$\varphi(x) = M_r = M_H \cdot \frac{J_e}{J}$$

derart, daß die Integration:

$$\int_0^l \varphi(x) \, x \, dx = \delta_r$$

leicht ausführbar ist, so ergibt sich sofort der mit dieser Wahl von $\varphi(x)$ mitbestimmte Wert für das Trägheitsmoment des Einspannungsquerschnittes zu:

$$(3) \qquad J_{max} = J_e = \frac{\delta_r}{Ef}.$$

Weiter folgt der bei der getroffenen Wahl der Funktion $\varphi(x)$ für die nachfolgende Querschnittsermittlung anzustrebende Verlauf der Trägheitsmomente in Abhängigkeit von der Abszisse des betreffenden Querschnittes mit:

$$(4) \qquad J = \frac{J_e \, M_H}{\varphi(x)}.$$

Bei der hier vorausgesetzten Querschnittsveränderung durch stetige Zunahme der Stehblechhöhe und sprungweise Verstärkung der Gurte ist natürlich eine genaue Anpassung der Querschnittsträgheitsmomente an die von der letzten Beziehung 4 verlangten, stetig verlaufenden Werte J nicht möglich. Das ist aber auch nicht notwendig, vielmehr genügt eine ungefähre Anpassung der den gewählten Querschnitten zugehörigen Trägheitsmomente J_m an den durch Gl. 4 festgesetzten Verlauf, wodurch bei zweckmäßiger Wahl der Funktion $\varphi(x)$ die Voraussetzung für eine wirtschaftliche Materialverteilung gegeben ist. Um jedoch gleichzeitig die Gewähr zu haben, daß trotz dieser Abweichungen der J_m von den J die festgesetzte Durchbiegung f nicht überschritten wird, empfiehlt es sich, bei der Ablängung der Lamellen den bei der Durcharbeitung des Zahlenbeispiels von Dipl.-Ing. Kurt Siedenburg gewählten Vorgang einzuhalten.

Trägt man nämlich die Werte:

$$M_H \, M_1 \cdot \frac{J_e}{J} = \varphi(x) \, M_1 = \varphi(x) \, x = \eta$$

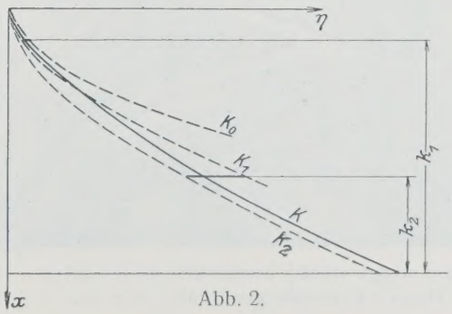


Abb. 2.

als Ordinaten zu den Abszissen x auf, siehe Kurve K in Abb. 2, so ist der zwischen zwei beliebigen Abszissen x_1 und x_2 befindliche Flächenteil $\Delta\Phi$ ein Maß für jenen Teil Δf der Gesamtdurchbiegung f, der von der Verbiegung des Balkenstückes $x_2 - x_1$ herrührt.

Es ist nämlich

$$\Delta f = \frac{1}{E J_e} \int_{x_1}^{x_2} \eta \, dx.$$

Nachdem der Querschnitt an der Einspannungsstelle entsprechend dem eingangs berechneten Werte von J_e gewählt ist, trägt man in die gleiche Figur (Abb. 2) noch jene Kurven K_0, K_1, K_2 . . . K_n auf, deren Ordinaten η_0, η_1, η_2 . . . η_n sich aus den Beziehungen ergeben:

$$\eta_m = M_H \, M_1 \cdot \frac{J_e}{J_m} = M_H \, x \cdot \frac{J_e}{J_m}$$

und dem Verlaufe der Trägheitsmomente J_0, J_1, J_2 . . . J_n der einzelnen Querschnittsformen mit 0, 1, 2 . . . n Lamellen je Gurt entsprechen. Dabei genügt eine Auftragung der Kurven K_m nur so weit, als die ihnen entsprechenden Querschnitte voraussichtlich in Frage kommen werden. Nun werden die theoretischen Grenzen der einzelnen Querschnittsformen und damit die theoretischen Kopfplattenlängen derart festgelegt, daß die aus Teilen der Kurven K_m gebildete Stufenkurve mit der x-Achse die gleiche Fläche einschließt wie die zuerst eingetragene, stetig verlaufende Kurve K. Vom freien Stabende ausgehend, wird sich so ohne Schwierigkeit die Ablängung der Lamellen durchführen lassen. Diese sind um die zu ihrem Anschluß erforderliche Länge über den theoretischen Endpunkt hinaus gegen das freie Balkenende hin weiterzuführen, wodurch nur ein geringfügiges Übermaß an Starrheit erzielt werden wird.

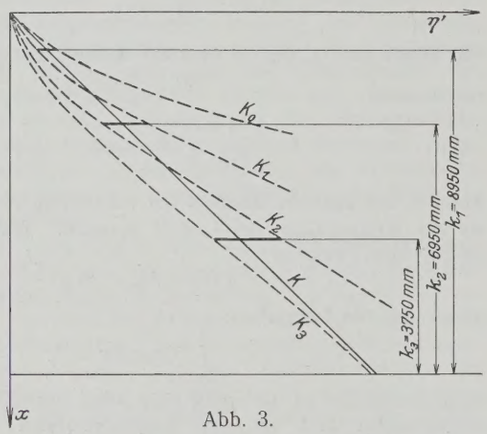


Abb. 3.

Wie eine wirtschaftliche Materialverteilung in einem besonderen, zahlenmäßig gegebenen Falle erzielt wird, soll in dem folgenden Zahlenbeispiel gezeigt werden.

Zahlenbeispiel: Ein an seinem unteren Ende eingespannter Pfosten von $l = 1000$ cm soll unter Einwirkung der in der Stehblechebene wirkenden Kraft von $H = 1$ t eine Durchbiegung von $f \leqq 0{,}7$ cm aufweisen. Die Stehblechhöhe nehme geradlinig von 400 mm am freien Ende bis auf 700 mm an der Einspannstelle zu.

Abb. 3 zeigt die Durchführung des oben eingehend beschriebenen Verfahrens. Dabei wurde für $\varphi(x)$ die einfachste Annahme getroffen, nämlich:

$$M_r = \varphi(x) = \text{konstant},$$

für $x = l$:

$$M_r = \frac{J_e}{J_e} \cdot l = l$$

$$\delta_r = l \int_o^l x \, dx = \frac{l^3}{2}.$$

Hiernach ist an der Einspannungsstelle erforderlich:

$$J_e = {}^1/_2 \cdot \frac{l^3}{E f} = {}^1/_2 \cdot \frac{1000^3}{2100 \cdot 0{,}7} = 340\,136 \text{ cm}^4.$$

Der Voraussetzung $\varphi(x) =$ konstant entspricht ein geradliniges Anwachsen der Trägheitsmomente mit:

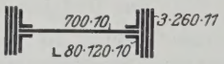


Abb. 4.

$$J = J_e \cdot \frac{x}{l};$$

$$\eta = \frac{J_e}{J} \cdot x^2 = l \, x.$$

Für die Einspannungsstelle wurde ein Querschnitt gewählt (Abb. 4), dessen Trägheitsmoment $J_3 = 343\,081$ cm⁴ dem theoretischen Werte J_e scharf angepaßt ist. Bei der Ablängung der Lamellen in Abb. 3 wurden zum Vergleich einerseits die Kurve (Gerade) K mit den Ordinaten $\eta' = \frac{\eta}{l^2} = \frac{l\,x}{l^2} = \frac{x}{l} = \zeta$ und anderseits die Kurven K_m ($m = 0$ bis $m = 3$) mit den Ordinaten

$$\eta_m' = \frac{J_e}{J_m} \cdot \zeta^2 \text{ aufgetragen.}$$

Die Bedingung der Flächengleichheit von der x-Achse und der Geraden K einerseits und von der Achse und den Kurven K_m anderseits eingeschlossenen Flächen führte zu folgenden theoretischen Kopfplattenlängen:

$k_1 = 8950$ mm; $k_2 = 6950$ mm; $k_3 = 3750$ mm.

Mitunter empfiehlt es sich, den stärksten Querschnitt mit einem gewissen Überschuß an Trägheitsmoment gegenüber dem theoretischen Werte J_e zu wählen.

An dem Verfahren zur Ablängung der Lamellen wird aber hierdurch grundsätzlich nichts geändert.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. September erschienene Heft 18 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Zivil-Ing. Dr. techn. Franz Urwalek: Kohlenwäsche in Niewiadom bei Rybnik. — Ing. Carl Bögh: Beitrag zur Berechnung der Spannungsverteilung in Stützpfeilern von Stauwehren aufgelöster Bauweise. — Dr.-Ing. Felix Kann: Zur Berechnung der Pilzdecken mittels „stellvertretender Rahmen". Größe der negativen Momente am Rande des Säulenkopfes. — Dipl.-Ing. E. Kuester: Der billigste Behälter.

Unterfangungsarbeiten beim Bau der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln am Cottbusser Tor zu Berlin. Der erste Bauabschnitt des von der Siemens-Bauunion auszuführenden Loses XV der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln bestand in der Hauptsache in der Unterfahrung des Landwehrkanals, über die bereits in der „Bautechnik" 1926, Heft 43, berichtet wurde. Da die Bahn östlich der Cottbusser Brücke verläuft, mußte das Eckhaus Cottbusser Damm 103, von dessen Spitze der Tunnel nur einen Abstand von 30 cm hat, unterfangen und das Eckhaus Cottbusser Str. 14 in einer Tiefe von 2,5 m und einer Länge von 10 m unterfahren werden. Der anschließende Teil des Loses nach Norden, bis über den Luisenstädtischen Kanal hinaus, bot als Hauptaufgabe die Unterfahrung der Hochbahnbrücke am Cottbusser Tor, sowie die Unterfangungen benachbarter Häuser, die durch die Linienführung der Untergrundbahn durch die Reichenberger Straße, Ritter- u. Prinzenstraße nach dem Moritzplatz bedingt waren.

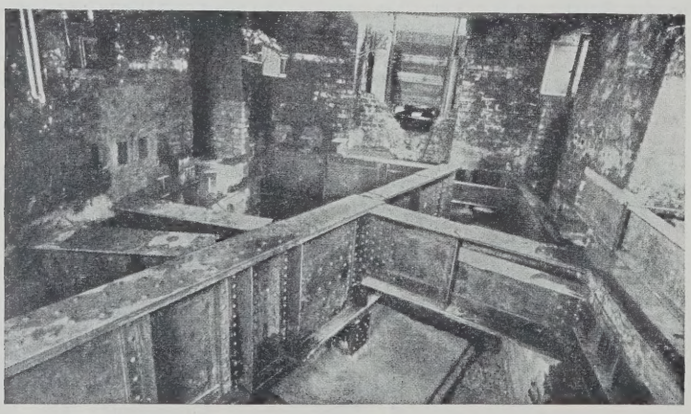


Abb. 2. Hauptträger und vorläufig ummantelte Isolierstütze im Keller des Hauses Reichenberger Straße 13 u. 14.

Die Unterfangungsmauern der Häuser Cottbusser Damm 103 (Abb. 1) und Cottbusser Str. 14 wurden nach dem Bericht in den Mitteilungen der Siemens-Bauunion 1927, Heft 8, aus Hartbrandsteinen mit kalkarmem Zementmörtel hergestellt, da das Grundwasser hier ungebundene Kohlensäure enthält. Bei den anderen Bauwerken konnte Beton verwendet werden. Besonders bemerkenswert ist die Unterfahrung der Häuser Reichenberger Str. 13 u. 14 (Abb. 2), die in einer Länge von 44 m und einer Breite von 14 m, unter einer Gesamtfläche von 300 m² auszuführen war. Jede Wand wird in Höhe der Fundamente mit Hilfe von Stichträgern

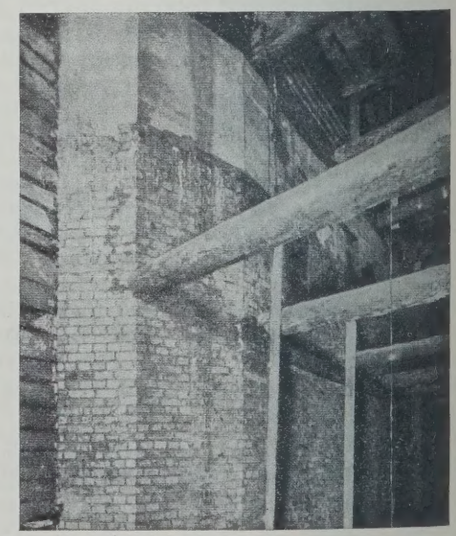


Abb. 1. Freigeschachtete, 10 m hohe Unterfangungsmauer des Hauses Cottbusser Damm 103.

von Parallelträgern gefaßt, die sich mit Neben- und Hauptträgern zu einem Trägerrost verbinden, der auf einer südlichen Parallelwand und auf zehn Stützen des Untergrundbahnhofes Cottbusser Tor gelagert ist. Da nur eine sehr beschränkte Bauhöhe zur Verfügung stand, mußten die Hauptträger des Unterfangungsrostes, die eine Höhe bis zu 1,35 m haben, ohne Rücksicht auf die eigentlichen Wandabfangeträger parallel zu den Bahnhofs-Deckenträgern gelegt, die meisten Trägeranschlüsse unter den Mauern also schiefwinklig hergestellt werden. Stützen und Parallelwände sind unabhängig von dem eigentlichen Tunnelbauwerk gegründet, ebenso besondere Maßnahmen, wie der Einbau von Kies, getroffen worden, um die Übertragung von Schall und Erschütterungen auf die Wohnhäuser zu vermeiden. Die Durchführung der Isolierstützen durch die Deckendichtung und die Ausbildung der Dichtungsanschlüsse machen hier um so mehr Schwierigkeiten, als die Hauptträger der Unterfahrung in sogenannten Rohrkasten in die eigentliche Bahnhofdecke hineinreichen. Zum Einbau der Stützen, die Belastungen bis zu 320 t aufzunehmen haben, mußten jene in mehreren Fällen in einzelnen Stücken eingebracht werden. Die Unterfahrung dieser sehr spitzen Häuserecke brachte eine Menge von bemerkenswerten und schwierigen Einzelaufgaben, deren Lösung als durchaus gelungen zu bezeichnen ist.

Amerikanische Industriebauten in Holz. Da man bei uns im allgemeinen geneigt ist, bei amerikanischen Industrie- und Geschäftshausbauten an Eisen und Eisenbeton als die alleinigen Baustoffe mindestens für das Tragwerk zu denken, sei im folgenden über die ausgedehnte Verwendung von Holz bei großen amerikanischen Stockwerkbauten berichtet. Nach einer Mitteilung in Eng. News-Rec. vom 7. Juli 1927 handelt es sich um einige bemerkenswerte Beispiele der dort als „schwerbrennbare Massivholzkonstruktionen“ bezeichneten Bauweise, bei der alle Tragteile wie Stützen, Unterzüge und Deckenbalken in Holz, die Ausmauerung der Außen- und Innenwände dagegen wie üblich in Backstein oder Beton ausgeführt werden:

Abb. 1 u. 2 stellen Grundriß und Einzelheiten des 1926 gebauten fünfstöckigen Teppichhauses Strauß & Schramm in Chicago dar, das eine Grundfläche von etwa 23 × 45 m bedeckt und die recht weite Stützenstellung von 7,3 × 5,0 m zeigt. Auch die Höhe der untersten beiden Geschosse mit 5,0 und 4,5 m ist beträchtlich; die Nutzlast war durchweg mit rd. 500 kg/m² vorgeschrieben.

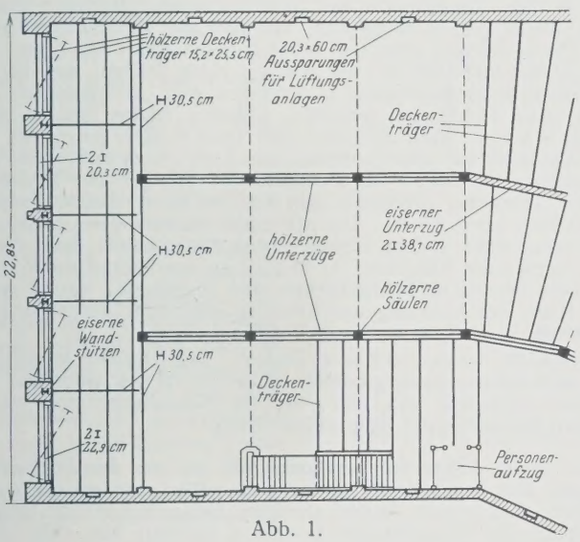


Abb. 1.

Für die tragenden Bauteile wurde das sehr dauerhafte Holz der Gelbfichte (Yellowpine), als Fußbodenbelag Ahornholz verwendet; die Stärke der Stützen wechselt zwischen 40,6 × 45,7 cm und 25,4 × 25,4 cm. Zur Auflagerung der Unterzüge und Deckenträger sowie zur Aufnahme der nächst oberen Stützen dienen eiserne Kopfplatten, während die 20 × 25 cm Dachbalken auf hölzernen Balkenköpfen ruhen. Nach Abb. 2b werden die kürzeren — 5,0 m weit tragenden — Unterzüge aus Zwillingsträgern

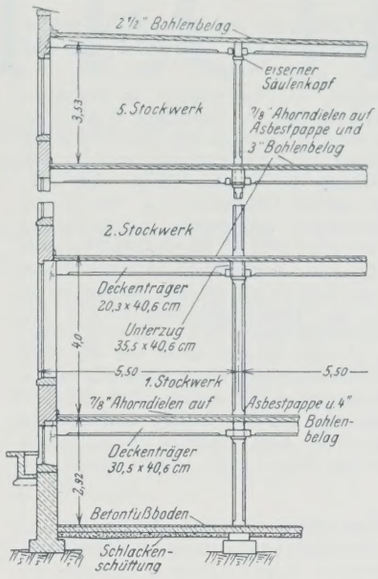


Abb. 3.

von je 25,4 × 40,6 cm Stärke gebildet, die durch eichene Zwischenstücke in ¾" Abstand gehalten werden und fest miteinander verbolzt sind. Auf ihnen ruhen in Abständen von 1,20 m die 25,4 × 35,5 cm starken Deckenträger, die die unteren, aus gespundeten 7,6 × 15,2 cm starken Bohlen bestehende Fußbodenlage mit dem vorerwähnten Ahornbelag tragen. Letzterer wird in 2,2 cm (⅞") starken und 5,7 cm (2¼") breiten Dielen aufgenagelt. Die Außen- und tragenden Zwischenwände bestehen aus Backsteinmauerwerk, in dem die Balken auf eisernen Auflagerplatten verlegt sind. Wie aus dem Grundriß hervorgeht, ist übrigens der nach der Straße zu belegene Teil des Gebäudes in Eisenfachwerk ausgeführt. Die Außenseite ist mit roten und weißen Terrakottsteinen verblendet.

Der Hauptgrund für die Wahl der Holzbauweise war der Wunsch nach Kostenersparnis: Der Gesamtpreis beträgt jetzt rd. 300 000 $, die Ausführung in Eisenfachwerk und Beton hätte 15 bis 25 % mehr erfordert; außerdem ist gegenüber der sonstigen Bauzeit eine Beschleunigung der Bauzeit um 13 Tage erzielt worden.

Abb. 5.

Der in Abb. 3 u. 4 dargestellte Bau eines fünfgeschossigen Industriebaues in Grand Rapids (Michigan) unterscheidet sich in der Konstruktion insofern von dem vorigen, als bei ihm Unterzüge und Deckenträger in einer Ebene und die letzteren in weiteren Abständen, nämlich 2,75 m auseinander liegen. Dagegen beträgt die Stützenentfernung in den oberen Geschossen in der Längsrichtung nur etwa 5,50 m; die Unterzüge haben einen Querschnitt von 35,6 × 40,6 cm, die Deckenträger einen solchen von 20,3 × 40,6 cm. Einzelheiten sind aus Abb. 4 ersichtlich. Die Nutzlast beträgt etwa 400 kg/m² in den oberen, 625 kg/m² im unteren Geschoß. Dementsprechend ist in diesem die Balken- und Stützenteilung eine engere.

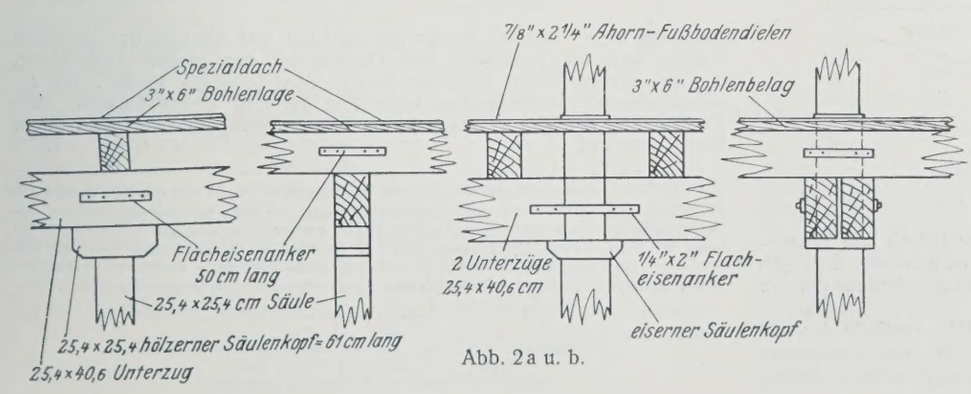


Abb. 2a u. b.

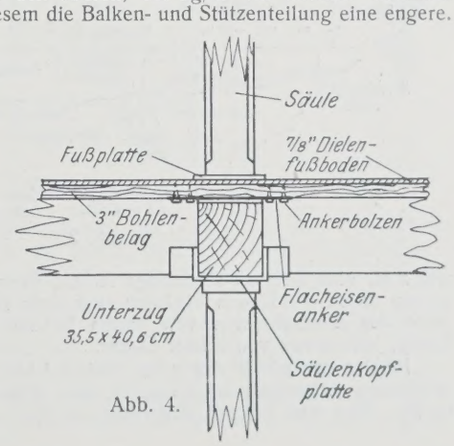


Abb. 4.

Der Fußboden besteht für die oberen Geschosse aus 3 ", für das untere aus 4 " starken Bohlen mit einer Zwischenlage von Asbestos-Pappe und Ahorn-Belag. Baujahr ebenfalls 1926.

Abb. 5 zeigt den siebengeschossigen, wie die vorigen in Holzkonstruktion ausgeführten Bau der Konfektionsfirma Hart, Schaffner & Marx in Chicago, der bereits 1919 ausgeführt ist, eine Grundfläche von 48,5 × 30,5 m, Geschoßhöhen von 3,80 bis 4,25 m und eine Gesamthöhe von 30,5 m hat, die von der Chicagoer Bauordnung für Bauten dieser Art vorgeschrieben ist. Daß man trotzdem sieben Geschosse — von denen übrigens nur die oberen in Holzkonstruktion, das untere in Eisenbeton ausgeführt wurde — errichten konnte, war nur durch die bereits beim vorigen Bau beschriebene Anordnung der Haupt- und Deckenträger in einer Ebene möglich. Die Säulenstellung betrug rd. 4,90 × 5,30 m, die Säulenstärken 25,4 × 25,4 cm bis 40,6 × 40,6 cm, als Hauptträger dienten 2 × 20, 3 × 40,6 cm Zwillingsbalken, die Deckenträger waren 20,3 × 35,4 cm stark, die Nutzlast betrug 875 kg/m². Die gesamte Bauzeit wird mit nur drei Monaten angegeben, während ein Eisenbetonbau etwa sieben Monate erfordert hätte. Die Feuerversicherungspolice ist kaum 50 $ jährlich höher als für einen feuersicheren Massivbau mit Rieselanlage und wesentlich geringer als beim Fehlen der letzteren. Die Ersparnis an Baukosten wird mit 20 und 23 % gegenüber einem Beton- bezw. einem Eisenfachwerkbau beziffert. Ki.

Die Dichtung eines Erddammes durch Preßbeton am Dallas-Warner-Staubecken des Modesto-Bewässerungsdistrikts in Californien darf — während solche Dichtungsarbeiten in gewachsenem Gestein, in Fels und Bruchsteinmauerwerk heute fast alltäglich sind — als eine bemerkenswerte neue Ausführung angesehen werden. Nach einem Bericht von W. H. Holmes in Eng. News-Rec. vom 2. Juni 1927 handelt es sich dabei um Damm Nr. 1, den größten von sechs ein Staubecken von rd. 33 320 000 m³ Inhalt einschließenden, in Sand und Ton aufgeschütteten Dämmen mit Betonkernmauer und gestampftem mittlerem Teil, der eine Länge von etwa 490 m und eine größte Höhe von 10 m hat (Abb. 1).

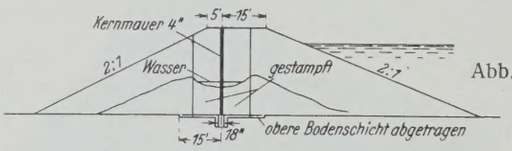


Abb. 1.

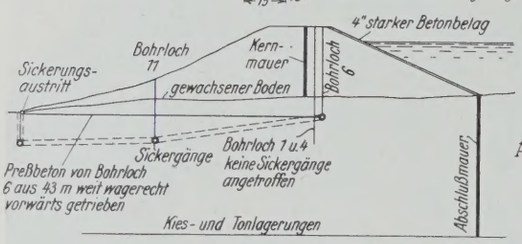


Abb. 2.

Das genannte Becken diente ursprünglich der sommerlichen Bewässerung eines 20 230 ha großen Bezirks; nach der Erbauung der Don-Pedro-Mauer im Toulumne River spielt es jedoch nur noch die Rolle eines Reserve- und Ausgleichbeckens. Zur Zeit der letzten Regenfälle zeigten sich, bei etwa halber Füllung, an der Rückseite des genannten Dammes Durchsickerungen von etwa 56 l/Sek., die zwar noch örtlich beschränkt waren, jedoch auf die Dauer unbedingt gefährlich werden und zu Auswaschungen führen mußten.

Schon früher war der Damm mehrfach undicht gewesen; offenbar infolge unsorgfältiger Arbeit, denn u. a. wurde gelegentlich der in den Jahren 1911 bis 1917 ausgeführten Dichtungsarbeiten festgestellt, daß die Betonkernmauer — anstatt genügend tief in undurchlässigen Boden zu reichen — zum Teil einfach auf die Erdoberfläche aufgesetzt war, das Hinterfüllen und Stampfen des mittleren Dammteils sehr nachlässig ausgeführt und in einem Falle sogar ein Teil der Kernmauer bei den Hinterfüllungsarbeiten eingestürzt war. Die 1917 ausgeführte Anlage einer rückwärtigen Abschlußwand (Abb. 2) von 12 m Tiefe und 300 m Länge

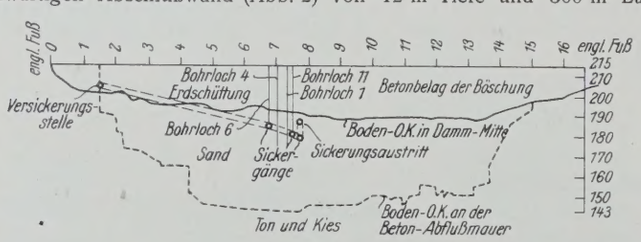


Abb. 3.

war zwar eine überaus schwierige Arbeit, vermochte jedoch den Wasserverlust durch den Damm hindurch auch nicht völlig zu beheben. Dagegen hatte das Einschlämmen von Boden in die undichten Stellen einigen Erfolg, jedoch nur von kurzer Dauer.

Im Dezember 1926 drang bei Station 1 bis 35, d. h. am Ende der vorerwähnten Abschlußwand (Abb. 2), das Wasser unter der Kernmauer durch. Man warf schnell einen kleinen Wall um die Sickerstelle herum auf und stellte bei den Nachgrabungen fest, daß das Wasser unter der Abschlußwand hindurchging. Fünfzehn Minuten später leitete man schmutziges Wasser in das an dieser Stelle in Abb. 3 bezeichnete Loch, worauf aus einer anderen, an der etwa 200 m entfernten Unterseite des Dammes befindlichen Öffnung der bis dahin klar aussehende Ausfluß zunahm und schmutzig gefärbt wurde. Während dadurch einerseits das Vorhandensein eines durch die ganze Dammbreite reichenden Sickerganges nachgewiesen war, nötigte anderseits das Fortdauern des Ausflusses aus der unteren Öffnung auch nach Schließen der oberen zu der Annahme noch weiterer Gänge.

Um diese Sickerungen genau festzustellen, örtlich zu beschränken und zu schließen, wurden zunächst Bohrlöcher hinuntergetrieben, die in Abb. 3 dargestellt sind und für die man $^3/_4$" starke Eisenrohre benutzte. Eine ebenso weite und an eine Druckpumpe angeschlossene Schlauchleitung spülte das Bohrloch, während das Rohr hochgezogen wurde, gründlich aus. Hörte der Rückstrom des Spülwassers auf und bekam das ausfließende Sickerwasser ein schmutziges Aussehen, so war es sicher, daß man mit dem Bohrrohr auf Höhlungen oder Sickergänge gestoßen war. Man brachte alsdann ein 2" weites Druckrohr in den Probelöchern nieder und führte, zunächst im freien Fall, dann unter dem erforderlichen Druck flüssigen Beton ein, der in alle Risse und Gänge eindrang.

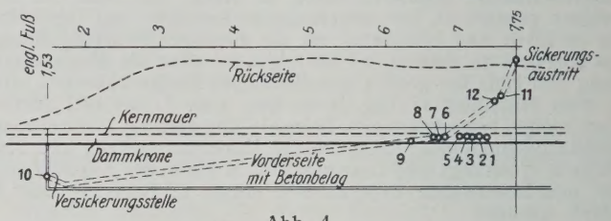
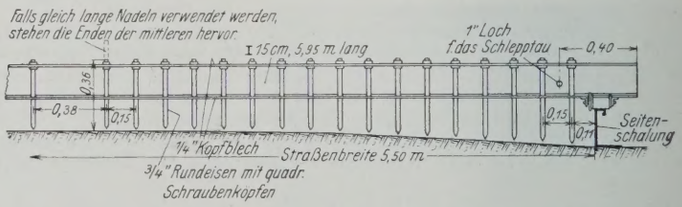


Abb. 4.

Während der Preßbetonarbeiten bei Loch 6 (Abb. 4) trat etwas Zement an der Oberfläche aus, auch wurden unter der Wasseroberfläche Luftblasen in den Arbeitsfugen der Dammvorderseite sichtbar. Das Einpressen wurde jedoch fortgesetzt, bis auch auf dem Grunde Beton in einem Umkreise von etwa 6 m herausgetreten war. Bei Loch 11, das zuerst gebohrt war (Abb. 4), traf man auf hohle Stellen, aus denen auf die vermutliche Sickerrichtung zu schließen war. Bei Bohrloch 1 bis 4 wurden keine Höhlungen gefunden, dagegen fanden sich solche bei Bohrloch 5 bis 9. Nach Schließen von Loch 6 hörte etwa ein Viertel aller Sickerungen auf, nach Schließen von Loch 10 weiterhin drei Viertel. Einpressungen bei Loch 7 bis 9 hatten nur ganz geringen Einfluß. Die Tiefe der Bohrlöcher wechselte von 4,25 bis 12 m, betrug jedoch bei den meisten über 8,5 m. Da die noch auftretenden letzten Sickerungen unter einer 2,40 m starken festen Bodenschicht ihren Ursprung hatten, wurden die Bohrlöcher 11 und 12 an der Rückseite des Dammes durch diese Schicht hindurchgetrieben und ausgepreßt, worauf auch die letzten Reste der Sickerung verschwanden und nicht wieder in Erscheinung traten.

Verbraucht wurden 149 Sack Zement. Die Arbeiten kosteten etwa 400 $ und waren, im Gegensatze zu der 85 000 $ erfordernden Anlage des Abschlußdammes von 1917, der die Sickerungen nicht zum Verschwinden gebracht hatte, von vollem Erfolg. Ki.

Eine neue Lehre für Straßenprofile ist von den Straßenbauverwaltungen von Pennsylvania (U. S. A.) eingeführt worden, nachdem sie sich unter einer großen Anzahl ähnlicher Hilfsmittel für die sorgfältige Herstellung von Pflasterstraßen besonders bewährt hat. Wie aus der einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 23. Juni 1927 entnommenen Abbildung erkennbar ist, läßt die Bauart im einzelnen wohl kleine Ab-



weichungen zu; wichtig ist nur genaue Lage und Abstand der einzelnen Nadeln und die Festigkeit und Genauigkeit der ganzen Vorrichtung, die auf der seitlichen, in Eisen hergestellten Schalung gleitet, für die verschiedenen Straßenbreiten verstellbar ist und deren Gewicht zum Zwecke ihrer genügenden Standsicherheit nicht geringer als 33 kg f. 1 lfd. m Breite sein soll. Ki.

INHALT: Bandförderung des Baustoffs im Tunnelbau. — Umbau der Brücke über die Silberwiese bei Stettin. — Bodensetzungserscheinungen bei Grundwasserabsenkungen. — Die Querschnittsermittlung biegungssteifer Tragwerkteile bei gegebener Durchbiegung. — **Vermischtes:** Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Unterfangungsarbeiten beim Bau der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln am Cottbusser Tor zu Berlin. — Amerikanische Industriebauten in Holz. — Dichtung eines Erddammes durch Preßbeton. — Neue Lehre für Straßenprofile.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang — BERLIN, 30. September 1927 — Heft 43

Alle Rechte vorbehalten.

Der Ausbau des Oder-Spree-Kanals.

Von Oberregierungs- und -baurat **Ostmann**, Potsdam.

A. Vorgeschichte bis zur Vollendung des Oder-Spree-Kanals.[1])

Die Herstellung einer schiffbaren Verbindung zwischen Oder und Spree reicht bis in die Zeit von 1660 zurück, wo Friedrich Wilhelm, der Große Kurfürst, den Müllroser, später nach seinem Erbauer genannten „Friedrich-Wilhelm-Kanal“ beginnen ließ. Bereits im Jahre 1669 konnte er in Betrieb genommen werden. Noch heute dient diese Schiffahrtstraße von Schlaubehammer bis zur Oder, wenn auch in erweiterter Form und mit verbesserten Schleusenanlagen, dem Verkehr. Abzweigend aus dem Brieskower See, 8 km oberhalb Frankfurt (Abb. 1), wurde der 24 km lange Kanal im Schlaubetal aufwärts bis nach Müllrose geführt, von wo aus er den schmalen, nur 10 km breiten, zwischen den Stromgebieten der Oder und Elbe liegenden Landrücken durchschnitt und bei Neuhaus in den Wergensee einmündete. Mittels elf Schleusen, die auf acht vermindert wurden, stieg der Kanal bis zu seiner Scheitelhaltung bei der ehemaligen Schleuse Müllrose empor, um aus dieser sich mit zwei, später einer Schleuse auf der Westseite über Buschschleuse—Neuhaus zur Spree abzusenken (Abb. 1 u. 2).

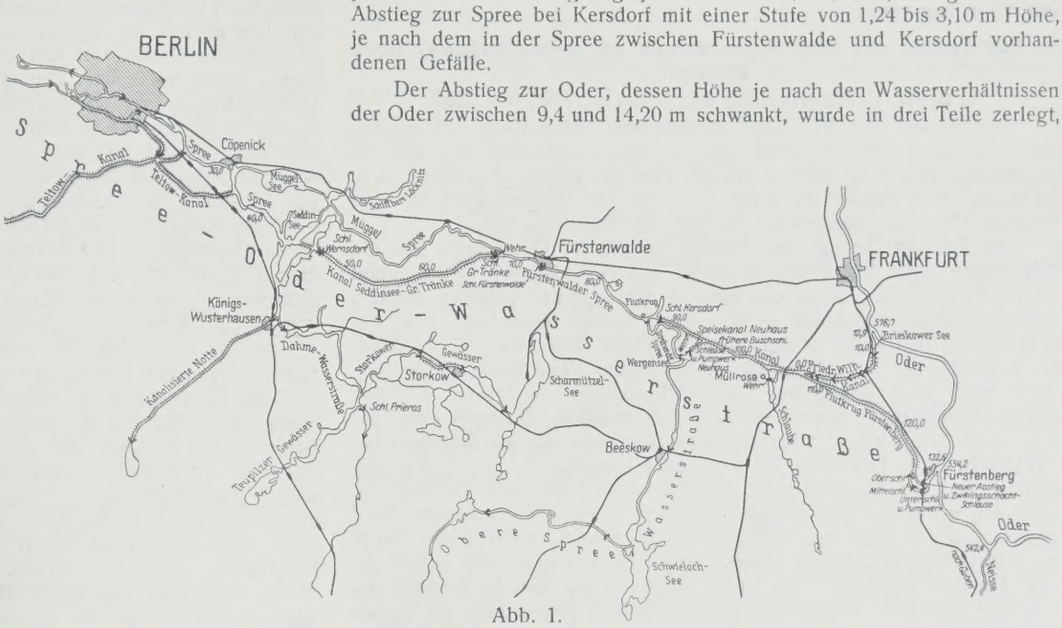


Abb. 1.

Über 200 Jahre hat dieser Kanal als Verkehrsweg gedient und nicht wenig zum wirtschaftlichen Aufschwung des Brandenburgisch-preußischen Staates, insbesondere auch von Berlin, beigetragen. Als jedoch, begünstigt durch die Erfolge des Krieges 1870/71, sich auch in Oberschlesien die Industrie und vor allem der Kohlenbergbau mehr und mehr entwickelte, der seinen Absatz natürlich auch in der Richtung Berlin suchen mußte, stellte sich die Unzulänglichkeit dieser Verbindung zwischen Spree und Oder immer mehr heraus.

Daher entschloß sich der preußische Staat, diese Wasserstraße umzugestalten, indem er durch Gesetz vom 9. Juli 1886 12,6 Mill. Mark zur Herstellung des sogenannten Oder-Spree-Kanals bereitstellte. Diese aus dem Seddinsee, einer Ausbuchtung der Dahme-Wasserstraße oberhalb Köpenick, abzweigende und oberhalb Fürstenberg in die Oder einmündende Wasserstraße besteht aus drei Teilen. Die beiden Endstrecken von Seddinsee bis Große Tränke (km 45 bis 69) und Flutkrug bis Fürstenberg (km 89 bis 132) sind neugestochene Kanalstrecken, letztere allerdings unter Erweiterung des alten Friedrich-Wilhelm-Kanals von Buschschleuse bis Schlaubehammer (11,3 km Länge). Das Mittelstück von Große Tränke bis Flutkrug (km 69 bis 89) dagegen, an dem die Stadt Fürstenwalde liegt, brauchte als vorhandene Flußstrecke lediglich in seiner Schiffbarkeit verbessert zu werden.

Die Einmündung des neuen Kanals in die Oder bei Fürstenberg, d. h. 22,5 km oberhalb der Einmündung des Friedrich-Wilhelm-Kanals, erlaubte es, unter Ausnutzung des Geländes die Schleusen in einzelnen Stufen mit stärkerem Gefälle anzuordnen als beim Friedrich-Wilhelm-Kanal, der in seinem östlichen Teile lediglich eine Kanalisierung des Schlaubeflusses darstellte.

Da die Scheitelhaltung noch um 0,5 m tiefer gelegt wurde, als die des Friedrich-Wilhelm-Kanals (Neuhaus—Müllrose) gewesen war — der Kanalpeil der Scheitelhaltung liegt jetzt auf N. N. + 40,82 —, so ergab sich der Abstieg zur Spree bei Kersdorf mit einer Stufe von 1,24 bis 3,10 m Höhe, je nach dem in der Spree zwischen Fürstenwalde und Kersdorf vorhandenen Gefälle.

Der Abstieg zur Oder, dessen Höhe je nach den Wasserverhältnissen der Oder zwischen 9,4 und 14,20 m schwankt, wurde in drei Teile zerlegt,

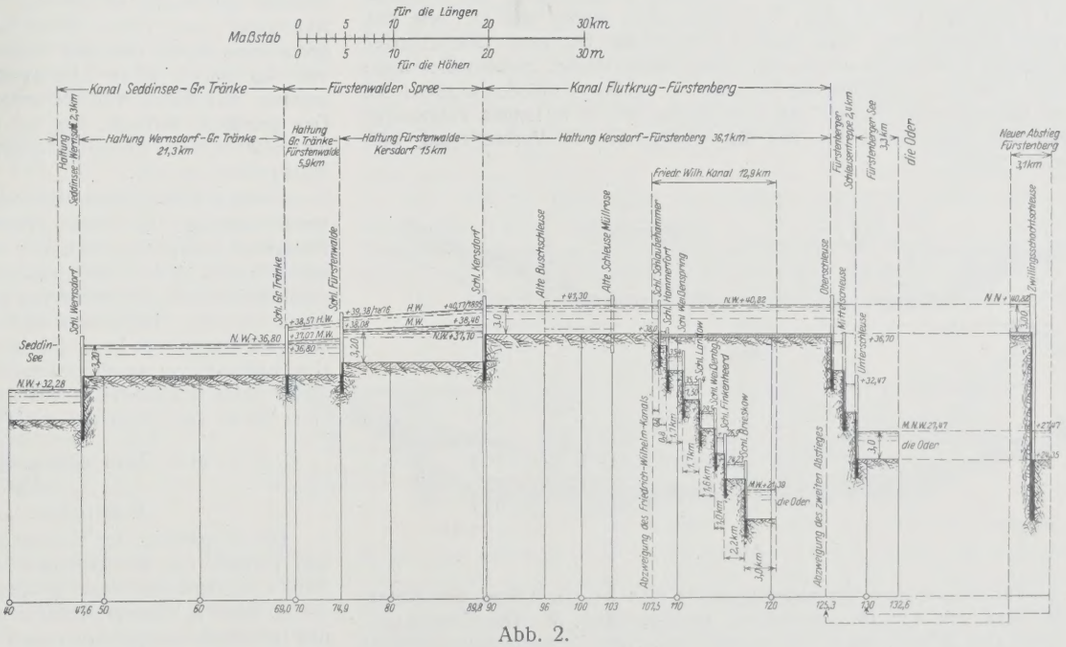


Abb. 2.

deren jeder bei mittleren Wasserständen der Oder eine Höhe von 4,16 m aufweist. Demzufolge haben die beiden oberen Schleusen in der Regel gleichmäßig 4,16 m Gefälle, während das der unteren zwischen 1,08 und 5,88 m schwankt (Abb. 2).

Die Schleuse bei Fürstenwalde mußte wegen des dort vorhandenen Mühlenstaues erhalten bleiben, das Gefälle der Müggelspree von Große Tränke bis nach Köpenick wurde durch eine bei Wernsdorf eingebaute Schleusenanlage von 3,7 bis 4,7 m Gefälle ausgeglichen und die Müggelspree bei Große Tränke gegen den Kanal durch ein Schützenwehr, das lediglich

[1]) Ausführlich beschrieben in Z. f. B. 1890, S. 370 u. f.

den jeweiligen Abfluß nach der Müggelspree zu bewirken und bei geringen Zuflüssen der Spree den Wasserstand zwischen Wernsdorf und Fürstenwalde zu regeln hatte, abgeschlossen werden.

Da die Fürstenwalder Spree von Flutkrug bis Große Tränke nach wie vor der Hochwasserabführung mit zu dienen hat, während die Kanalhaltung Große Tränke bis Wernsdorf mit Rücksicht auf die darin enthaltenen Dichtungstrecken und die Brückenüberführungen einen ständigen Wasserspiegel erhalten mußte, wurde in Große Tränke noch eine Schleuse angelegt. Diese wird nur in den vier bis fünf Monaten als Schleuse benutzt, wo trotz geöffneten Wehrs bei Große Tränke der Normalstau der Haltung Wernsdorf—Große Tränke auf der Spreestrecke Große Tränke—Fürstenwalde infolge starker Wasserführung überschritten wird.

Die Schleusen erhielten bei 2,5 m Drempeltiefe eine nutzbare Länge von 58 m und eine Breite in der Kammer von 9,6 m, in den Häuptern von 8,6 m. Die Brücken wurden durchweg mit zwei Öffnungen von je 10 m lichter Weite angelegt, von der aber noch 1,10 m auf den ausgekragten Leinpfad entfiel. Die Durchfahrthöhe bei Normalwasser wurde mit 3,5 m bemessen.

B. Der Ausbau des Oder-Spree-Kanals auf seinen gegenwärtigen Zustand.

a) Erste Verbreiterung des Kanals, 1895 bis 1897.

Der Verkehr auf der neuen Wasserstraße entwickelte sich in den nächsten Jahren außerordentlich, wie aus Abb. 7 ersichtlich ist. Aus der Aufstellung geht auch hervor, daß die Zahl der großen Fahrzeuge, d. h. derjenigen über Finowmaß, sowie die Zahl der Dampfschiffe in noch höherem Verhältnis zunahm als die Zahl der Fahrzeuge selbst.

Der bei der Anlage des Kanals hergestellte Querschnitt bot die Möglichkeit einer bequemen Schiffahrt mit Finowkähnen, selbst wenn sie bis 1,5 m Tiefe geladen und auch in Schleppzügen gefahren wurden. Auch bei Begegnungen ließ er noch ausreichenden Spielraum. Aber bereits die auf den Kanal übergehenden Berliner Maßkähne (46 m Länge, 6,6 m Breite bei 1,5 m Tiefgang) verursachten Verkehrsschwierigkeiten. Zwar blieb eine Begegnung von Schleppzügen, in denen derartige Fahrzeuge vorhanden waren, zur Not noch möglich. Dagegen stieß das 8 m breite Schiff um so mehr auf Schwierigkeiten, als die Schiffahrt bestrebt war, diese Fahrzeuge bis zum vollen Tiefgang, d. h. bis 1,75 m auszunutzen. Bereits im Jahre 1894, also kaum vier Jahre nach der Betriebseröffnung der neuen Wasserstraße, sah sich daher der preußische Staat gezwungen, der Frage der Verbreiterung des Kanals näherzutreten, wofür rd. 2 Mill. Mark erforderlich waren. Schon im Frühjahr 1895 wurde mit den Arbeiten begonnen; ihre Vollendung war für 1896 in Aussicht genommen, und zwar mit Rücksicht darauf, daß in diesem Jahre die Kanalisierung der oberen Oder ihrer Vollendung entgegenging, die ebenfalls für Fahrzeuge von Breslauer Maß eingerichtet wurde und die, wie sich später bestätigt hat, einen starken Aufschwung der nach Oberschlesien gehenden Schiffahrt erwarten ließ. Beide Wasserstraßen mußten aber unter allen Umständen gleichwertig sein, und es mußte vermieden werden, daß ein nennenswerter Verkehr mit 8 m breiten und 55 m langen Fahrzeugen den Oder-Spree-Kanal traf, ehe die Arbeiten für die Verbreiterung vollendet waren.

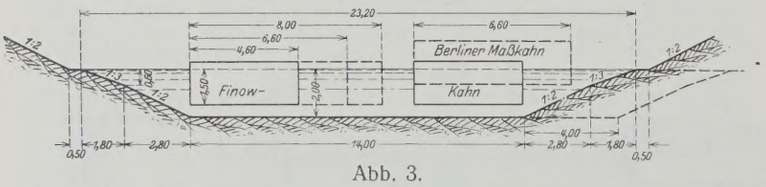


Abb. 3.

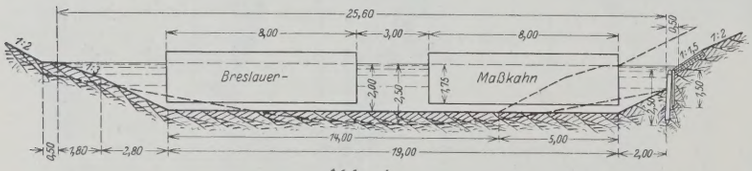


Abb. 4.

Für eine spätere Verbreiterung hatte man bei der Anlage des Kanals das Maß von 4 m für ausreichend gehalten (Abb. 3). Die Erfahrungen hatten aber gelehrt, daß es zweckmäßig war, diese Verbreiterung möglichst über 4 m hinaus zu vergrößern. Man griff daher zu dem aus Abb. 4 ersichtlichen Mittel, indem nicht, wie ursprünglich angenommen war, die Böschung 4 m parallel verschoben, sondern nach dem Vorbilde am Dortmund-Ems-Kanal eine steile Ufersicherung aus Stülpwänden mit darübergelagerten Eisenbetonplatten angeordnet wurde. Auf diese Weise hat man 1 m Sohlenbreite und mehrere m² wasserführenden Querschnittes gewonnen. Die Mehrkosten, die die steilen Wände verursachten, wurden durch Ersparnisse bei den Erdarbeiten annähernd wieder aufgewogen.[2])

[2]) Vergl. Z. f. B. 1899, S. 603 ff.

Gleichzeitig mit den Verbreiterungsarbeiten wurde in dem am Wergensee errichteten Pumpwerk Neuhaus ein zweiter Pumpensatz aufgestellt, wodurch die lieferbare Wassermenge von 3 m³/Sek. bis auf 7 m³/Sek. erhöht wurde.

b) Herstellung der zweiten Schleusen.

Wie Abb. 7 zeigt, gab die Verbreiterung des Kanals dem Verkehr einen neuen, kräftigen Anstoß, namentlich wuchs auch die Zahl der Dampfer und großen Schiffe weiterhin in viel stärkerem Verhältnis als die Gesamtzahl der Schiffe. Dadurch wurden einerseits die Schleusungen einzelner Fahrzeuge immer häufiger — die vorhandenen Schleusen faßten zwei Finowkähne, aber nur einen Kahn über Finowmaß —, anderseits mußte die Schiffahrt, wenn sie die Vorteile des Schleppbetriebes voll ausnutzen wollte, Wert darauf legen, die an den Schleusen entstehenden Aufenthalte möglichst abzukürzen. Hierzu kam noch der Umstand, daß die Schiffahrt von der Oder infolge der dortigen, die Schiffahrt außerordentlich stark beeinflussenden Wasserverhältnisse immer stoßweise eintraf. Die dadurch bedingten Übelstände und Verzögerungen mußten sich natürlich ebenfalls von Jahr zu Jahr an den einzelnen Schleusen um so stärker vermehren, je größer ihr Gefälle war und je näher die Schleusen nach Berlin zu lagen, wo sie außer dem Verkehr von der Oder noch den des Friedrich-Wilhelm-Kanals und den zunehmenden örtlichen Verkehr des Oder-Spree-Kanals mit aufzunehmen hatten. Infolgedessen wurde zunächst in Wernsdorf und Kersdorf, und zwar in der Zeit von 1901 bis 1904 je eine zweite Schleusenanlage mit einem Kostenaufwande von je 500 000 Mark erbaut. Die Schleusen haben ebenfalls nur Abmessungen für 55 m lange und 8 m breite Kähne erhalten; die Kammerweite von 9,6 m ist jedoch auch in den Toren durchgeführt. Die Schleusen sind mit mechanischen Zugeinrichtungen (Spillanlagen), Leitwerken, Heberfüllung und Wasser-Sparanlagen (Sparbecken) eingerichtet, so daß es möglich wurde, die Schleusungsdauer von 30 auf 25 Minuten zu verkürzen.[3])

In den Jahren 1903 bis 1906 wurden auch die drei Schleusen in Fürstenberg durch Errichtung zweiter Anlagen leistungsfähiger gestaltet, in Große Tränke wurde das zweite Bauwerk erst in den Jahren 1910 bis 1912 hinzugefügt. Die bei den zweiten Schleusen angewendete Bauweise, die Baugrube der Kammer und des Unterhauptes durch zwei innere Längswände in drei Felder zu unterteilen, um auf diese Weise der verschiedenartigen Beanspruchung des Baugrundes gerecht zu werden, hat sich als unzweckmäßig erwiesen. Denn dadurch sind in Fürstenberg z. B. Wasseradern längs den Mittelwänden entstanden, die an einzelnen Stellen zu Unterläufigkeiten geführt haben.

In Wernsdorf und Große Tränke brauchte infolge der günstigeren Wasserversorgung aus der Fürstenwalder Spree auf Wasserersparnis nicht Bedacht genommen zu werden. Vielmehr wurde diese Haltung für die Abführung eines Teiles (20 m³/Sek.) des Spreehochwassers in Aussicht genommen, wozu zwischen den neuen und alten Schleusen Freiarchen von 4,5 bezw. 4,3 m Lichtweite mit Schützenverschlüssen eingebaut wurden, mit deren Hilfe es möglich ist, die Müggelspree zu entlasten. Das geschieht dadurch, daß bei Große Tränke der Fürstenwalder Spree bis zu 20 m³/Sek. Wasser entnommen und bei Wernsdorf in den Seddinsee hinabgeführt werden.

In den Jahren 1912 bis 1914 wurde schließlich die neue Schleuse Fürstenwalde angelegt. Sie wurde erforderlich, weil die alte Schleuse, die nur Finowmaß hatte, abgesehen von ihrem mangelhaften baulichen Zustande auch für den immer mehr wachsenden Verkehr mit größeren als Finowschiffen nicht mehr als vollwertige Entlastung der großen Schleuse angesehen werden konnte. Hierzu kam, daß ein weiteres starkes Anwachsen des Verkehrs auf dem Kanal, besonders der großen Schiffe, erwartet werden mußte. Der Schleusenbau an sich, dessen Kosten 407 000 Mark betragen haben, bietet nichts Besonderes.[4]) Die nutzbare Kammerlänge beträgt 67,7 m bei einer Breite von 9,6 m und einer Drempeltiefe von 3 m.

c) Zweite Verbreiterung und Vertiefung des Kanals (1907 bis 1914).

1. Allgemeine Gesichtspunkte.

Die Herstellung der zweiten Schleusen wirkte weiterhin belebend auf den Verkehr ein, der sich auch fernerhin nicht nur nach der Zahl der Schiffe, sondern wie bisher in den großen Fahrzeugen beträchtlich erhöhte (vergl. Abb. 7). Dieser lebhafte Verkehr hatte natürlich einen geregelten und lebhaften Schleppbetrieb zur Voraussetzung, und dieser wieder bedurfte zur Erzielung einer Mindestgeschwindigkeit von 4 bis 5 km/Std., die zur Beschleunigung der Schleppzüge und vor allem zur ausreichenden Steuerfähigkeit der Fahrzeuge erforderlich ist, eines ausreichenden Kanalquerschnitts. Dies umsomehr, als natürlich mit der Vermehrung des Verkehrs sich auch die Zahl der Begegnungen von Schleppzügen häufte. Der nach der Verbreiterung von 1895 bis 1897 vorhandene Querschnitt (s. Abb. 4) ergab 45,20 m² Wasserfläche. Dieser ermöglichte zwar dem einzeln fahrenden

[3]) Einzelheiten über diese Bauwerke s. Z. f. B. 1906, Sp. 497 bis 524.

[4]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 336 bis 340.

500-t-Schiff und zur Not dem Schleppzug mit solchen im Anhang ein leidliches Vorwärtskommen, war aber bei Begegnungen unzureichend und mußte sich daher schon nach wenigen Jahren geradezu verhängnisvoll für die Schiffahrt auswirken. Die Schrauben der Schlepper erzeugten an den Ufern, besonders vor der Stülpwand am nördlichen Ufer und am ganzen südlichen flachen Ufer starke Abbrüche und spülten den losgespülten Boden nach der Mitte des Querschnitts. Dadurch bildeten sich ganz unregelmäßige Querschnitte heraus, an vielen Stellen wurde die nutzbare Wasserbreite und -tiefe eingeschränkt, so daß die Tauchtiefe der Schiffe, die ursprünglich bei Herstellung des Kanals mit 1,75 m angenommen worden war, fortschreitend, zuletzt bis auf 1,50 m, der Tiefgang der Dampfer bis auf 1,35 m und die Fahrgeschwindigkeit der Schleppzüge auf 3 km/Std. verringert werden mußte. Doch auch diese Hilfsmittel vermochten nicht den weiteren Verfall der Böschungen und die weitere Bildung von Barren im Kanal nennenswert aufzuhalten. Immer schwieriger gestaltete sich die Fahrt der beladenen Fahrzeuge, immer häufiger traten Stockungen und Störungen bei den Begegnungen auf. Stellenweise wurde durch die Uferabbrüche auch die Dichtung beschädigt, wodurch Verwässerungen der anliegenden Ländereien eintraten.

Alle diese Erscheinungen wiesen gebieterisch auf eine gründliche Instandsetzung und Erweiterung des Oder-Spree-Kanals hin, wenn er weiterhin, zumal bei dem stark zunehmenden Verkehr seinen Zweck als vollwertige Schiffahrtstraße erfüllen sollte. Die dazu erforderlichen Arbeiten wurden im Jahre 1907 zunächst für die Strecke Seddinsee—Große Tränke und 1910 auch für die Strecke Große Tränke—Fürstenberg in Angriff genommen und im Jahre 1914 vollendet. Dadurch wurde der Oder-Spree-Kanal in den Zustand gebracht, den er noch heute hat und der, wenigstens für den Verkehr mit Breslauer Maßkähnen (55 · 8 · 1,75 m), ausreichend erscheint, solange nicht eine Steigerung des Verkehrs eintreten wird, die den Umfang desjenigen des Jahres 1912 (4 456 000 t bei 40 200 Fahrzeugen) wesentlich übertrifft.

Die Linienführung des Kanals wurde bei dieser Erweiterung im allgemeinen beibehalten. Nur an einzelnen Stellen (so bei km 90,3 bis 92,6), wo die Krümmungen weniger als 400 m Halbm. hatten und sich infolge der Unübersichtlichkeit des hochliegenden oder bewaldeten Geländes für den Verkehr besonders ungünstig auswirkten, wurde der Kanalzug durch Durchstiche verbessert. Im übrigen wurden für den Kanalquerschnitt in den Krümmungen unter 700 m Halbm. noch besondere Verbreiterungen angeordnet, deren Maß nach der Formel $b = 2\left(r - \sqrt{r^2 - (^{55}/_2)^2}\right)$ bestimmt wurde. Diese betrugen bei einem Halbmesser von 400 bis 500 m $b = 2$ m, von 500 bis 600 m $b = 1{,}5$ m, von 600 bis 700 m $b = 1{,}0$ m. Der Übergang zur normalen Strecke ist dabei jederseits auf eine Länge von 55 m (Kahnlänge) bewirkt worden.

Soweit wie möglich wurde die Erweiterung auf den Kanalstrecken diesmal auf der Südseite ausgeführt, um die in den Jahren 1895 bis 1897 am Nordufer eingebrachte Ufersicherung beibehalten zu können.

2. Arbeiten auf der Scheitelstrecke Flutkrug—Fürstenberg (km 89 bis 132).

Sie erhielt den aus Abb. 5 ersichtlichen Querschnitt. Dabei wurde darauf Bedacht genommen, möglichst die links dargestellte flache Uferausbildung zu wählen, weil sie eine billige Unterhaltung und eine gute Standsicherheit gewährleistete. Nur in den tiefer eingeschnittenen Geländeteilen, wo die Kosten für Grunderwerb und Erdarbeiten die Wirtschaftlichkeit begrenzten, wurde die steilere, rechts dargestellte Befestigung angeordnet.

Die flache Ufersicherung bestand aus einem 30 cm starken Steinbewurf, der auf der dreifachen Kanalböschung ausgebreitet wurde, und zwar in feineren unteren Lagen von Rüdersdorfer Kalksteinbruch und etwas gröberen oberen Lagen von Elbsandstein. Sie reicht von 1 m unter bis 0,5 m über Normalwasserstand und erforderte einen Aufwand von etwa 1,3 m³ Steinen je lfd. m.

Die als Fuß für das steile Ufer bei der Verbreiterung von 1895 bis 1897 gewählte Anordnung hatte die an sie geknüpften Erwartungen nicht voll erfüllt. Folgende Übelstände hatten sich im Laufe der Jahre bei den Unterhaltungsarbeiten bemerkbar gemacht:

1. Die Wände erwiesen sich mit 1,5 m Länge als zu kurz. Schon bei kleinen Auskolkungen, wie sie Schleppdampfer jederzeit einmal verursachen können, gaben sie nach und brachten die darüberliegenden Platten zum Einstürzen.

2. Die aus Rundhölzern bestehenden Holme gaben den Tafeln keine ausreichende Anlehnung.

3. Die Befestigung der Holme untereinander durch Bügel war unzureichend. Die Bügel rosteten durch, wenn sie nicht schon durch das quellende Holz gesprengt waren. Eine Bolzenbefestigung hätte wahrscheinlich eine bessere Verbindung bewirkt.

4. Die Befestigung der Holme auf den Pfählen durch Mittelzapfen erwies sich als unvorteilhaft, weil ihre Herstellung zuviel Arbeit erforderte und schwer zu beaufsichtigen war.

5. Die Entfernung der Pfähle mit 2,5 m voneinander war zu groß, besonders an den Stellen, wo das Grundwasser den Kanal speiste, und wo die Böschungen daher zum Rutschen neigten.

6. Die Verbindung von Schwarten und ungesäumten Brettern zu Betttafeln hatte, besonders an solchen Stellen, wo der Kanal in feinen Sand eingeschnitten war, das Durchspülen und dadurch die Lockerung des dahinter anstehenden Bodens begünstigt und infolgedessen an vielen Stellen Einstürze der Betonplatten verursacht. In derselben Weise wirkte sich der Umstand aus, daß man die einzelnen Brettafeln stumpf aneinandergestoßen und die Fuge nicht durch ein Brett gedichtet hatte.

7. Die Standfähigkeit der Stülpwände wurde dadurch ungünstig beeinflußt, daß die Wand selbst senkrecht stand, während die vorgeschlagenen Pfähle in Neigung 1 : 10 gesetzt waren. Auf diese Weise hatten die Tafeln nur oben einen, und dazu einen mangelhaften, Stützpunkt und gaben unten, sobald der Boden nur in geringem Umfange gelockert oder weggespült wurde, einzeln, und zwar in verschiedener Weise nach. Da obendrein die Fuge zwischen den einzelnen Tafeln nicht gedichtet war, entstanden zwischen ihnen vielfache Öffnungen und Lücken, durch die die Ausspülung des dahinter anstehenden Bodens weiterhin begünstigt wurde.

Da diese Erfahrungen nicht gegen die Anordnung einer Holzwand mit vorgesetzten Pfählen, sondern nur gegen die Art der früheren Ausführung sprachen, hielt man an dem Grundgedanken der Ufersicherung von 1895 bis 1897 fest und nahm lediglich in der Anordnung und Ausführung Rücksicht auf die Betriebserfahrungen. Demzufolge wurden, indem man im allgemeinen auf vorgesetzte Rundpfähle verzichtete, Spundpfähle von 2,5 m Länge aus Bohlen von abwechselnd 5 und 8 cm Stärke in der Weise gerammt, daß die dünneren Bohlen stets Führung in keilartigen Nuten der starken Bohlen erhielten. Diese Wände, die die Neigung 1 : 10 gegen die Senkrechte bekamen (Abb. 5), wurden durch Kanthölzer 20/25 cm verholmt und diese unter sich durch halbe Zapfen und kräftige Eisenbolzen verbunden. An einzelnen Stellen, wo starker Bodendruck herrschte oder der Boden zum Rutschen neigte, wurden noch Pfähle vorgesetzt oder Verankerungen vorgenommen. Gegen den Holm, der mit seiner Oberkante 20 cm unter Normalwasser angeordnet wurde, lehnten sich Eisenbetonplatten von 7 bis 8 cm Stärke und 1 × 0,5 m Größe auf einer 20 cm starken Schotterbettung. Diese liegt auf der Tondichtung, die hinter der Spundwand bis zur Kanalsohle hinabreicht. Auf diese Schotterbettung wurde besonderer Wert gelegt, einmal, um Ausspülungen des Untergrundes zu verhindern, falls der Verband der Platten sich lockern sollte, und zweitens, um bei höherstehendem Grundwasser dessen Abführung in den Kanal zu erleichtern. Die Neigung der Platten, die früher 1 : 1,5 betrug (Abb. 4), wurde auf 1 : 1,25 und stellenweise sogar auf 1 : 1 verstärkt, um an Einschnittbreite zu sparen, hauptsächlich aber, weil man die Erfahrung gemacht zu haben glaubte, daß der über den Platten liegende, in 1 : 2 geböschte Rasen über der steileren Betonwand sicherer lagere und vor allem besser gegen Abspülungen durch Dampferwellen geschützt sei als über einer flacheren Betonplatte. Die an diese Art der Befestigung geknüpften Erwartungen haben sich im allgemeinen erfüllt. Infolgedessen werden die Uferwände, die aus den Jahren 1895 bis 1897 an der Nordseite noch vorhanden und jetzt (1927) abgängig sind, durch Holzwände der vorbeschriebenen Art ersetzt.

Der wasserführende Querschnitt erhielt auf 11 m Sohlenbreite eine

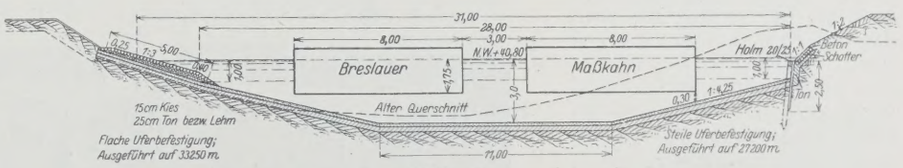


Abb. 5.

Wassertiefe von 3 m. Die anschließenden 1 : 4,25 geneigten Böschungen schneiden die steile Ufersicherung bei 1 m Wassertiefe an. Bei Anordnung der flachen Ufersicherung erreicht diese Böschung den Fuß der Steinschüttung ebenfalls in 1 m Wassertiefe. Auf diese Weise ergab sich eine Wasserspiegelbreite von 28 m bei Anordnung der steilen, von 31 m bei der einseitigen und von 34 m bei Anordnung der beiderseitigen flachen Ufersicherung (Abb. 5). Der so gewonnene wasserführende Querschnitt beträgt 67,5 m², so daß sich für das eingetauchte Schiff bei größtem zugelassenen Tiefgang von 1,75 m ein Eintauchverhältnis von 67,2 : 8 · 1,75 = 4,79 ergibt. Bei Begegnungen ist demnach jetzt fast immer noch dasselbe Verhältnis vorhanden, wie es bei Anlage des Kanals für den einzelnen Kahn bemessen war (36,4 m²).

Die nutzbare Wasserbreite in 2,05 m Tiefe, d. h. also in der Tiefe, wo vollbeladene Fahrzeuge noch 0,30 m Wasser unter dem Boden haben,

beträgt somit 19 m, so daß in den seltenen Ausnahmefällen, wo zwei vollbeladene Schiffe aneinander vorüberfahren müssen, für die Begegnung noch ein Zwischenraum zwischen den Fahrzeugen von 3 m, sonst aber stets mehr vorhanden ist (Abb. 5).

Besondere Sorgfalt mußte der Aufrechterhaltung der in dieser, der Scheitelstrecke des Kanals vorhandenen künstlichen Dichtung gewidmet werden. Bei der ersten Anlage des Oder-Spree-Kanals hatte man geglaubt, mit einer einfachen Lehmschlämmung diese durchweg in feinen Sand eingeschnittene Kanalstrecke dichten zu können. Diese Annahme hatte sich jedoch als irrig erwiesen. Schon bald nach der Fertigstellung des Kanals machten sich an zahlreichen Stellen der angrenzenden Niederungen, und zwar teilweise bis zu 5 km Entfernung vom Kanal, Verwässerungen bemerkbar, zu deren Beseitigung im Laufe der Jahre bedeutende Mittel an Entschädigungen für den Ausbau von Grabennetzen und für Nachdichtungen hatten aufgewendet werden müssen, abgesehen von den Kosten für die Wasserhebung, die diese unnötig zu beschaffenden Wassermengen jahraus, jahrein erforderten. Es wurden daher von vornherein diejenigen Flächen, deren Verwässerung beim Ausbau mit Sicherheit zu erwarten war, in Größe von rd. 100 ha angekauft und im übrigen eine gründliche Dichtung und ein großzügiger Ausbau des gesamten Entwässerungsnetzes durchgeführt. Als Dichtung wurde auf 22 km Länge, wo der Grundwasserstand unter dem Kanalwasserspiegel lag, eine Lehmschicht von 25 cm Stärke mit darüberlagernder 15 cm starker Kiesschutzschicht eingebracht. Diese Arbeit geschah, da ja der Kanal während der Erweiterungsarbeiten nicht gesperrt werden durfte, in der Weise, daß der Lehm aus den Förderprahmen über Bord geworfen wurde. Seine Beschaffenheit und Zusammensetzung, insbesondere sein Sandgehalt war so gewählt, daß der Lehm, sobald er im Wasser lag, zerfiel und eine zähe, den Boden überziehende zusammenhängende Schicht bildete. Während der winterlichen Schiffahrtpause hatte man anfangs eine Strecke von 800 m unter Wasserhaltung im Trockenen mit Ton gedichtet. Doch da dieses Ergebnis nicht günstiger ausfiel als die im Naßverfahren erzielten Dichtungen, wogegen die Kosten die doppelte Höhe erreichten, so wurde für die Zukunft das Naßverfahren beibehalten, das obendrein einen flotten Baufortschritt gewährleistete. Die Dichtung wurde auf den zu dichtenden Strecken jederseits um 200 m weiter ausgedehnt, als die Lage des Grundwassers zum Kanalwasserstand erfordert hätte. Im Anschluß daran wurde noch eine Strecke weiter (rd. 200 m) die Sohle in etwa 8 bis 10 cm Stärke mit Lehm überschlämmt. Eine besondere Kiesschutzdecke ist auf den geschlämmten Strecken nicht aufgebracht worden und hat sich auch im Laufe der Zeit nicht als erforderlich erwiesen.

Auf der Scheitelstrecke führten 13 Brücken über den Kanal, die bei der ersten Herstellung des Oder-Spree-Kanals als Brücken mit je zwei Öffnungen von je 10 m Lichtweite hergestellt worden waren. Die Mittelpfeiler, die sich als schwere Verkehrshindernisse erwiesen hatten, wurden endgültig beseitigt und die Brücken als neue Bauwerke mit 40 m Lichtweite in einer Öffnung in der Nähe der bisherigen so über den Kanal gespannt, daß sie bei Normalwasser eine lichte Höhe von 4,0 m freiließen. Von den 13 Brücken sind zwei in Eisenbeton, die übrigen mit eisernen Überbauten ausgeführt worden. Vier von ihnen, die im Zuge von Haupt- und Kreisstraßen liegen, haben eine Fahrbahnbreite von 7,5 m, die übrigen als Bauwerke in untergeordneten Straßenverbindungen und Feldwegen eine solche von 4,5 m erhalten. Besondere Fußwege sind nirgends angelegt worden.[5]) — Außer den Brücken waren fünf einfache und ein Doppeldüker tiefer zu legen und zu verlängern. Diese Arbeiten, durch die einerseits die Schiffahrt im Kanal nicht gestört werden durfte, die anderseits aber auch der Aufrechterhaltung der Vorflut für die betreffenden Wasserläufe Rechnung tragen mußten, waren trotz ihres geringen Umfanges zum Teil mit großen Schwierigkeiten und hohen Kosten verbunden.

Bei Anlage des Oder-Spree-Kanals hatte man an der Sandfurtbrücke (km 93,3), sowie bei Schlaubehammer (km 108,5) und 300 m oberhalb der Oberschleuse Fürstenberg Sicherheitstore eingebaut, die verhindern sollten, daß bei etwaigen Dammbrüchen die angrenzenden Kanalstrecken trockenliefen und die Schiffahrt in größerem Umfange in Gefahr geriete. Infolgedessen waren diese Sicherheitstore, die ähnlich wie die Brücken aus je zwei Öffnungen, aber nur von je 8,6 m lichter Weite bestanden, selbsttätig eingerichtet. Diese Sicherheitstore hatten sich infolge der geringen Lichtweiten ebenso wie die Brücken im Laufe der Zeit als um so größere Verkehrshindernisse erwiesen, als die 8 m breiten Kähne zunahmen, ganz abgesehen davon, daß sie infolge ihrer empfindlichen Bauweise im Anfang häufig schon in Tätigkeit traten, wenn ein Dampfer starke Wellenbewegung erzeugte. Die Beseitigung dieser Sicherheitstore konnte um so unbedenklicher vertreten werden, als innerhalb von zwei Jahrzehnten die Standfähigkeit und Dichtigkeit der Dämme sich außerordentlich verbessert hatte. Lediglich an Stelle des alten Sicherheitstores bei Fürstenberg wurde ein Nadelwehr von 60,7 m Lichtweite auf einem Beton-Grundbett zwischen Spundwänden eingebaut, das dazu dient, den alten Abstieg bei den winterlichen Ausbesserungen trockenzulegen und so die Möglichkeit zu schaffen, auch den oberen Vorhafen und die Leitwerke einer gründlichen Prüfung und Instandsetzung zu unterziehen. (Schluß folgt.)

[5]) Näheres siehe Zentralbl. d. Bauverw. 1914, Nr. 69, Aufsatz von Ahlefeld, „Alte und neue eiserne Brücken über den Oder-Spree-Kanal".

Alle Rechte vorbehalten.

Neuere Verstärkungen von Massivbrücken für die Deutsche Reichsbahn, Gruppe Bayern.

Von **Oskar Muy,** Direktor und techn. Leiter der Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung Halle (Saale), früher München.

Durch die erneute Vergrößerung der Verkehrslasten wurde die Deutsche Reichsbahn in den letzten Jahren in erhöhtem Maße veranlaßt, die konstruktiven und statischen Verhältnisse ihrer Brückenbauwerke nachzuprüfen und die Baumaßnahmen zu treffen, die zur Sicherung des Betriebes notwendig sind. Die Eigenart der Aufgaben und die Fortschritte der Ingenieurtechnik brachten es mit sich, daß hierfür teilweise neue Wege beschritten wurden. Die vorhandenen alten Bauwerke sind nur in Stein und Eisen ausgeführt, und erst in den letzten Jahren ist man dazu übergegangen, in geeigneten Fällen auch Eisenbetontragwerke unter Gleisen herzustellen. Es ist anerkennenswert, daß auch die Gruppe Bayern, die bisher den Erfahrungen der übrigen Stellen mehr abwartend gegenüberstand, durch die Ausführung nachstehender vom Verfasser vorgeschlagenen Konstruktionen dem Eisenbeton ein wichtiges Anwendungsgebiet zugewiesen hat.

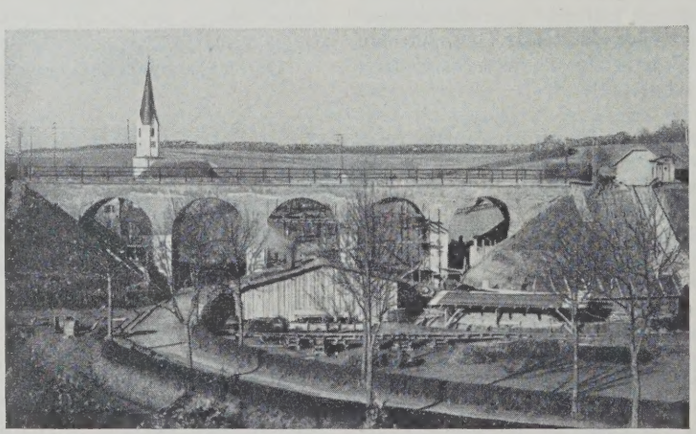


Abb. 1. Viadukt Kläham. Alter Viadukt mit Baustelleneinrichtung.

1. Eisenbahnviadukt Kläham bei km 91,357 Bahnlinie München—Regensburg.

Der zweigleisige Viadukt (Abb. 1) wurde in den 50er Jahren des vorigen Jahrhunderts in Ziegelstein mit teilweiser Muschelkalkverblendung erbaut. Er besteht aus fünf halbkreisförmigen Bogenöffnungen von je 7,30 m Spannweite und 13 m Höhe und ist auf Pfahlrosten gegründet. Im Laufe der Zeit kamen letztere, insbesondere die oberen 6 cm starken durchgehenden Dielenbeläge zum Faulen, da kein Grundwasser vorhanden war; dies wurde vielmehr bei Baubeginn erst in 6 m Tiefe erbohrt, während die Pfahlköpfe nur 3 m unter Gelände lagen. Durch das Nachgeben des faulenden Holzes senkten sich die Pfeiler teilweise, wodurch in den 73 cm starken Gewölben, im Verein mit den im Laufe der Zeit vergrößerten Nutzlasten, gefährliche Längs- und Querrisse, letztere besonders in den Bogenvierteln, verursacht wurden. Auch in den unzulässig hoch beanspruchten Pfeilerschäften ergaben sich Beschädigungen bedenklicher Art. Die bauseitig getroffenen Gegenmaßnahmen, wie das Einziehen von Ankern, Ausbetonierung der Gewölberücken usw., konnten dem Fortschreiten der Zerstörung nicht Einhalt gebieten, da sie der Grundursache nicht entgegentraten, der kranken Fundierung. Die fugenlos durchgehende Hinterbetonierung der Gewölbe, als deren Verstärkung und als bessere Übertragung des wagerechten Schubes gedacht, hatte sogar den Nachteil, daß dadurch ihre elastischen Eigenschaften stark verringert oder aufgehoben wurden und dadurch die Rissebildungen bei Temperaturwechsel und den aufgetretenen Kämpferverschiebungen ungünstig beeinflußte.

Die Beschädigungen waren im Jahre 1924 so weit vorgeschritten, daß die Aufsichtsbehörde, die Reichsbahndirektion Regensburg, den Plan faßte, den Viadukt abzubrechen und durch einen Neubau in Eisen zu

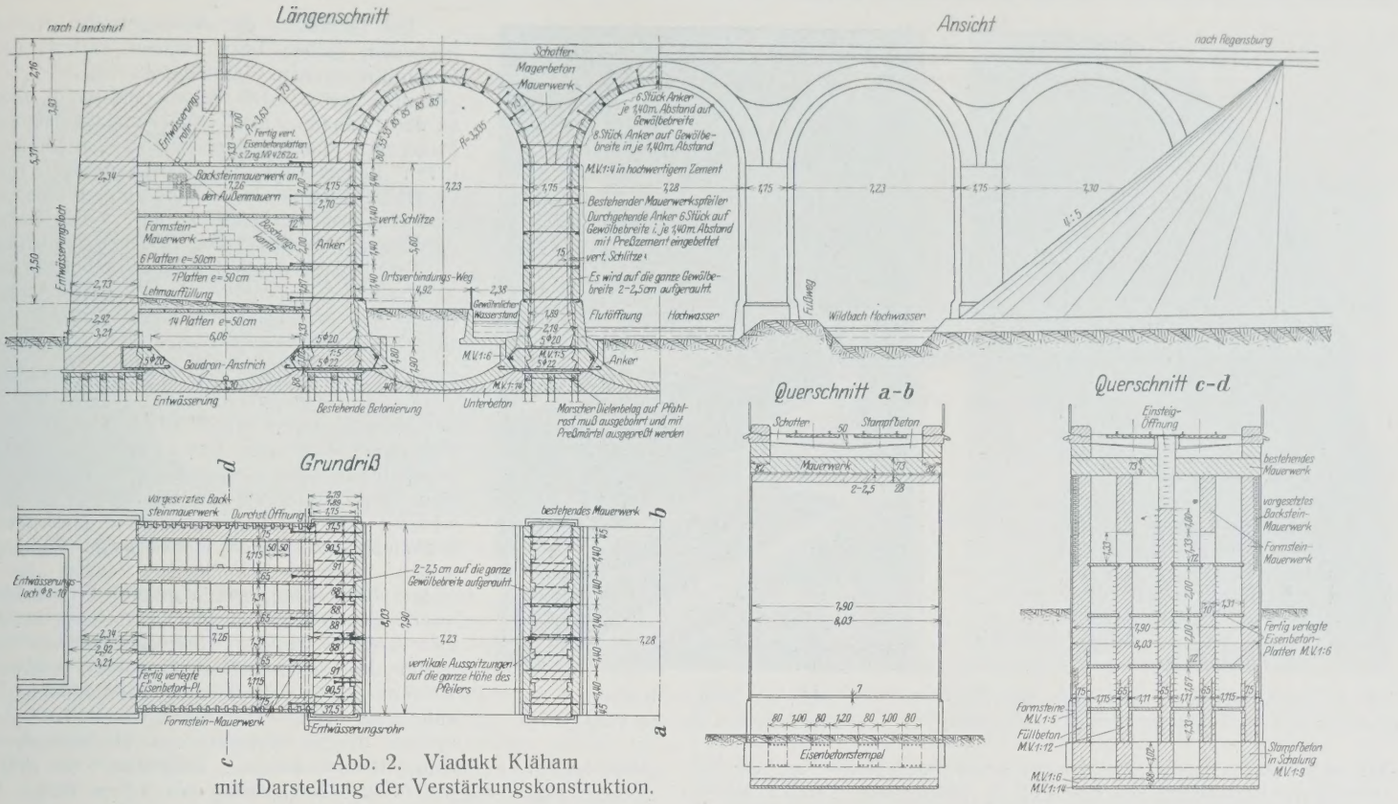


Abb. 2. Viadukt Kläham mit Darstellung der Verstärkungskonstruktion.

ersetzen, um so mehr, als die inzwischen durchgeführte Berechnung für Lastenzug *N* ergeben hatte, daß Aufbau und Fundierung hierfür keinesfalls genügen. Da man bei der Gruppenleitung aus wirtschaftlichen und architektonischen Gründen das alte Bauwerk, das sich besonders gut in die Landschaft einfügte, gern erhalten hätte, schlug die Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung München, auf Veranlassung des Brückenreferats beim Baukonstruktionsamt daselbst eine konstruktive Lösung vor, die bei voller Garantieübernahme durch die Firma und ohne Störung des architektonischen Gesamtbildes die Schäden behob und der neuen Vergrößerung der Verkehrslasten Rechnung trug. Es ist das Verdienst der Gruppenleitung, dem Vorschlage zugestimmt und damit die Grundlagen für eine Reihe ähnlicher Bauaufgaben gefunden zu haben.

Die Wiederherstellung des Bauwerks konnte nur bei radikaler Durchführung den zielgesetzten Erfolg haben. Es wurde daher bei ihrer Berechnung von der statischen Mitwirkung des alten Aufbaues von vornherein abgesehen und die vorhandene Gründung mit den der Auflösung verfallenen Holzrosten als illusorisch betrachtet. Zu diesem Zweck wurden nach Abb. 2 in die drei mittleren Bogenöffnungen neue Eisenbetongewölbe mit anschließenden Pfeilerwänden und umgekehrten Fundamentgewölben eingebaut.

Die letzteren sind so ausgebildet, daß sie die gesamten Lasten aus Verkehr und Eigengewicht des neuen und alten Aufbaues mit Sicherheit auf den Baugrund übertragen, so daß eine weiter fortschreitende Zerstörung der alten Fundierung keinen Einfluß auf die Standsicherheit des Bauwerks hat.

Die aufgehenden Eisenbetongewölbe sind 30 cm stark, beiderseits mit je 5 R.-E. 16 mm bewehrt und mit dem alten Bauwerk durch eiserne 22 mm starke Anker verbunden, die in Bohrlöcher mit Preßzementmörtel zugfest eingebettet sind. Die 30 cm starken seitlichen Wandverstärkungen der Pfeiler sind ebenfalls durch 22 mm starke, durch den ganzen Schaft hindurchgehende Rundeisenanker miteinander verspannt. Zur weiteren guten Versteifung und Verbindung mit dem alten Mauerwerk sind in letzterem schwalbenschwanzförmige Nuten eingehauen, die vom Fundament bis zum Traggewölbe durchlaufen. Außerdem wurden sämtliche durch den Einbau berührten Mauerflächen durch Preßluftmeißel etwa 2,5 cm stark aufgerauht. Traggewölbe und Seitenwände sind in hochwertigem Zement in Mischung 1 : 4 hergestellt. Abb. 3 zeigt die Konstruktion und Bewehrung des ganzen Einbaues, Abb. 4 die am Bau verlegte Bewehrung des Traggewölbes für die zweite Brückenhälfte und Abb. 5 die Preßluftarbeiten am alten Mauerwerk mit Auspressen der eisernen Wandanker.

Die Bodengewölbe, für die normaler Portlandzement in Mischung 1 : 6 verwendet wurde, sind mit 30 cm Scheitelstärke auf Unterbeton ausgeführt. Es war vorgesehen, daß die Gewölbe an den Kämpfern mit Verzahnung in das alte Fundamentmauerwerk eingreifen sollten, um die Last der alten Pfeiler aufnehmen zu können. Während der Ausführung stellte sich jedoch heraus, daß die Fundamente aus sehr schlechtem Bruchsteinmauerwerk bestanden, dessen Mörtelverband verwittert war und daher keine Festig-

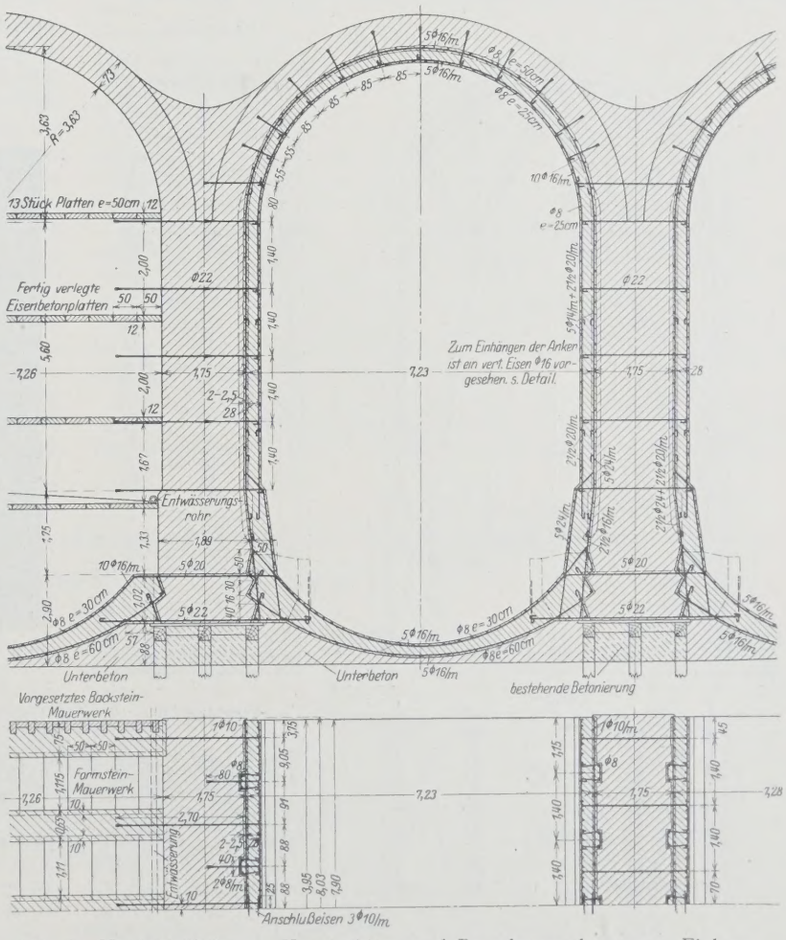


Abb. 3. Viadukt Kläham. Konstruktion und Bewehrung des neuen Einbaues.

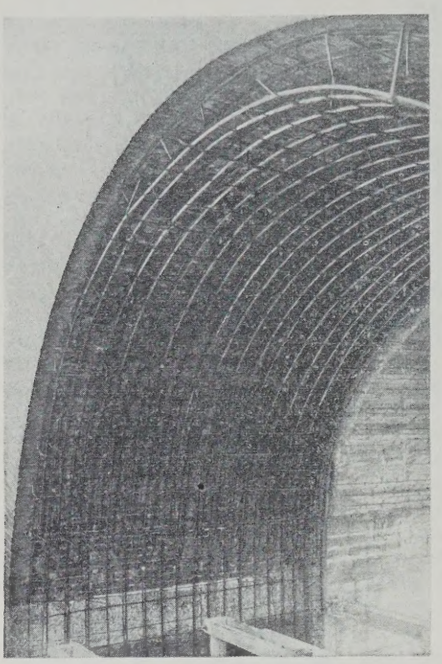


Abb. 4. Viadukt Kläham. Bewehrung des Traggewölbes u. fertigbetonierte erste Gewölbehälfte.

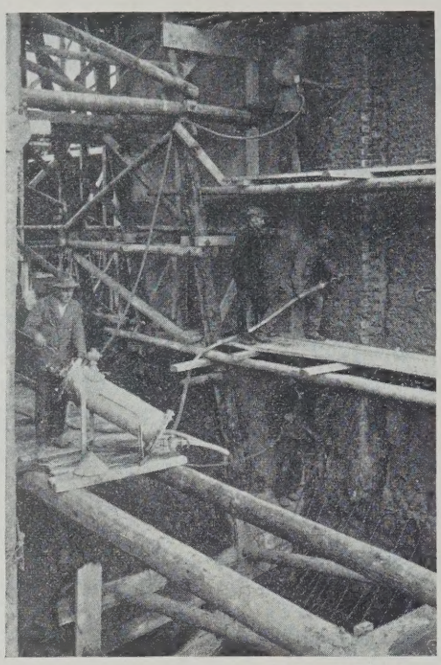


Abb. 5. Viadukt Kläham. Preßluftarbeiten an den Pfeilern.

Die Gründung der Bodengewölbe geschah auf trockenem gelben bezw. blauen Letten, der eine wesentlich größere Tragfähigkeit als die ihm zugemutete besitzt. Die Betonierung wurde zuerst bis zu den Kämpfern, also ohne Anschluß an das alte Mauerwerk durchgeführt, worauf die beiden seitlichen Betonwände hergestellt und das Gewölbe hinterfüllt wurde. In einem Versuchsfalle brachte man eine weitere Belastung auf, wobei jedoch bei genauester Messung keine Bodenzusammenpressung festgestellt werden konnte. Beim Betonieren der aufgehenden Wände wurde sodann der Kämpferanschluß an die alten Fundamente bewirkt. In Abb. 3 ist die Bewehrung der Gewölbe dargestellt.

Die Verstärkung der beiden Endöffnungen wurde auf eine grundsätzlich andere Art als die der Mittelöffnungen ausgeführt. Ein Ab- bezw. Unterfangen der Widerlager war wegen der unverhältnismäßig hohen Kosten nicht möglich. Es mußte daher eine Konstruktion gefunden werden, die auf die Mitwirkung der Widerlager verzichtet und damit unbeeinflußt bleibt durch eine etwaige Senkung derselben infolge fortschreitenden Faulens des Pfahlrostes. Dies wurde erreicht durch je vier Betonlängswände, die die Endöffnungen scheibenartig verspannen und damit in der Lage sind, den Erddruck und den Schub des benachbarten Gewölbes aufzunehmen, während die Gewölbewirkung der Endöffnung selbst aufgezehrt wird. Die Wände sind auf gewölbeartigen Platten fundiert und in Stampfbeton in Mischung 1 : 12 zwischen Betonformsteinen ausgeführt. Sie sind durch fertig verlegte wagerechte Eisenbetonplatten von 12 cm Stärke in vier Etagen gegen den seitlichen Erddruck der Dammböschungen versteift. Während der Hochführung der Mauern hatten die druckfesten Platten die Stelle der wagerechten Querverbolzung einzunehmen. Die Hohlräume zwischen den Wänden sind durch entsprechende Öffnungen und Steigeisen zu begehen und die äußeren Mauersichtflächen mit Klinker verkleidet.

keit mehr besaß, so daß es nicht möglich war, durch Bearbeitung die Herstellung der Verzahnung und damit einen einwandfreien Verbund mit den neuen Gewölben zu bewirken; außerdem erschien es unzulässig, die großen Gewölbedruckkräfte auf dieses wenig feste Mauerpolster abzusetzen. Man entschloß sich daher zur Unterfangung der alten Pfeiler durch je vier Eisenbetonträger, deren Stirnflächen ebenfalls mit Verzahnung ausgebildet wurden und die für sich imstande sind, den ganzen Gewölbedruck aufzunehmen. Bei dem erforderlichen Fundamentausbruch wurde auch gleichzeitig der verfaulte Dielenbelag entfernt. Abb. 6 zeigt die eingebauten Stempel und das dazwischenliegende schlechte Mauerwerk.

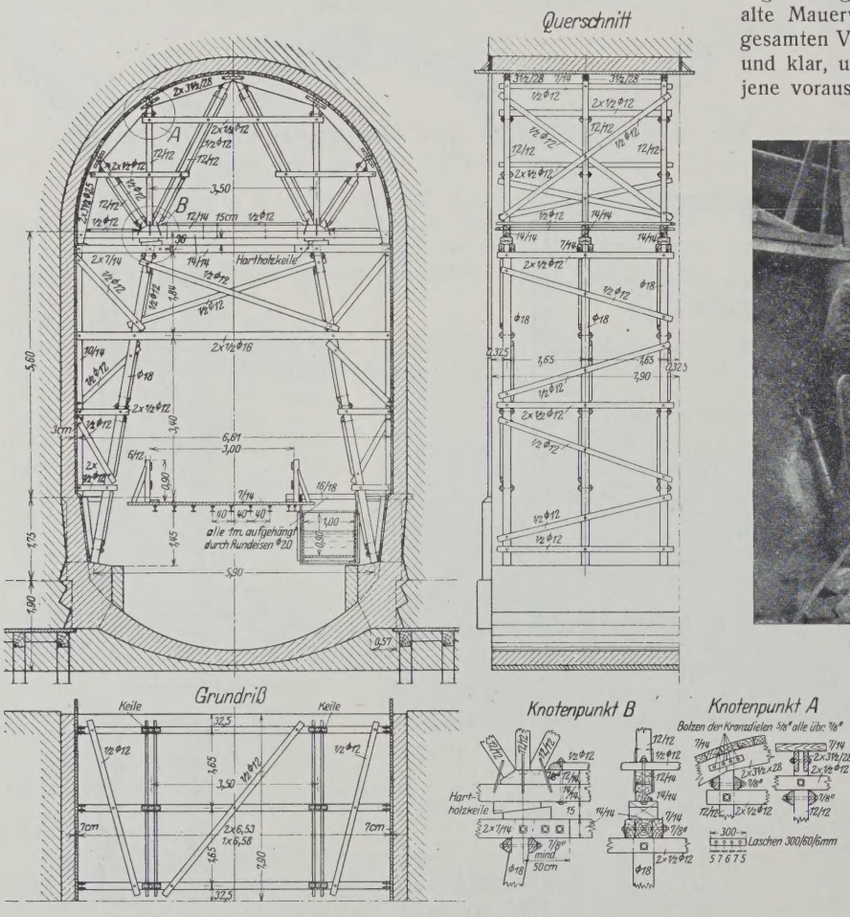


Abb. 7. Viadukt Kläham. Lehrgerüst für den neuen Einbau mit Abfangung von Bachlauf und Straße.

Der Berechnung des Einbaues wurde Lastenzug N mit 25 t Achsdruck und 50% Stoßzuschlag sowie die festgesetzten Brems- und Anfahrkräfte zugrunde gelegt. Es wurde die ungünstige Annahme gemacht, daß das alte Mauerwerk statisch nicht mitwirkt, so daß der Einbau für sich die gesamten Verkehrslasten aufnimmt. Hierdurch wird die Rechnung einfach und klar, und die vorhandene Sicherheit ist in Wirklichkeit größer, als es jene voraussetzt. Das alte Gewölbe soll lediglich sich selbst tragen und

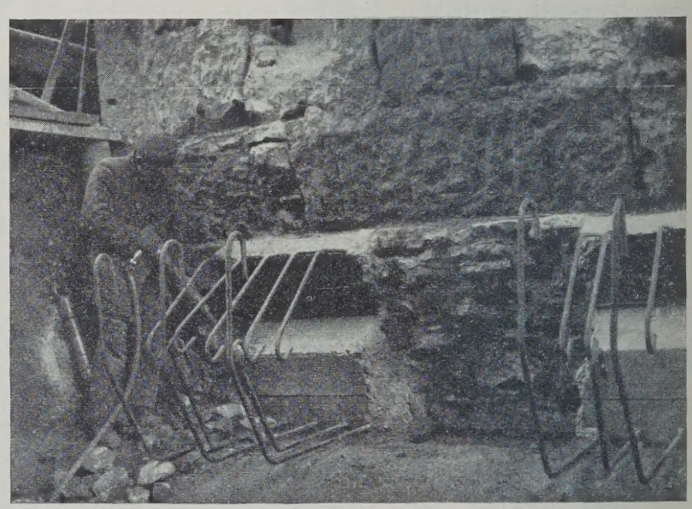


Abb. 6. Viadukt Kläham. Eisenbetondruckstempel unter den alten Pfeilern.

als Zwischenkoffer die Verkehrslasten auf das neue Gewölbe übertragen. Letzteres ist als eingespannter Bogen nach dem von Mörsch angegebenen Verfahren berechnet, wobei die Kämpfer mit 25° Zentriwinkel angenommen sind. Die ermittelten Spannungen für den symmetrisch bewehrten Querschnitt und den ungünstigsten Belastungsfall ergeben sich zu $\sigma_b = 50$ und $\sigma_e = 1200$. Die beiden Wandverstärkungen eines Pfeilers sind durch die Verankerungen und Rippen unverschieblich und knicksicher festgehalten. Sie bilden daher zwei zusammenwirkende Kraftstäbe, die ohne Mit-

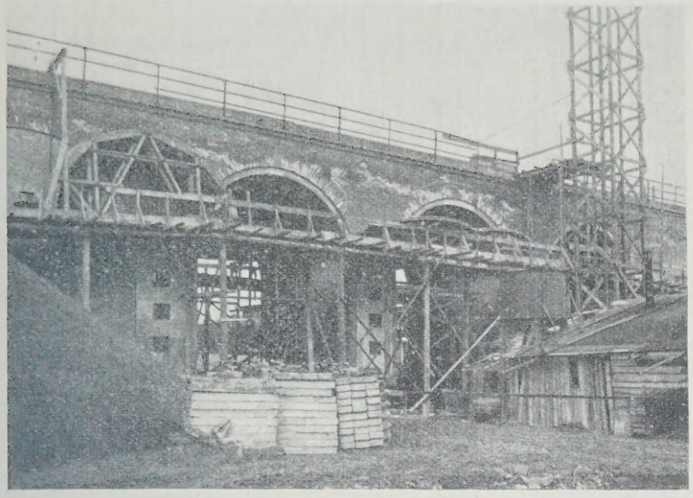


Abb. 8. Viadukt Kläham. Fertige erste Brückenhälfte.

wirkung des Pfeilerquerschnitts den Kämpferdruck des neuen Gewölbes aus Verkehrslast, die in Schienenoberkante wirkenden Brems- und Anfahrkräfte und das Eigengewicht des Einbaues aufzunehmen haben. Die sich hieraus ergebenden Kraftresultierenden erzeugen nach dem Hebelgesetz in den einzelnen Höhenschnitten der Verstärkungen teils reine Zug- bezw. Druckkräfte, nach denen sich die Bemessung ergab. Auf den stärkst beanspruchten wagerechten Schnitt in Sockelhöhe entfällt bei $R = 273$ t ein $M_m = 900$ tm, das in den Wandstäben eine Betonpressung von 21 kg/cm² und eine Zugkraft von 57 t hervorruft, wofür eine lotrechte Bewehrung von 48 cm², natürlich in beiden Wänden, eingelegt wurde.

Die Bodengewölbe haben sämtliche Auflasten einschließlich des alten Bauwerks aufzunehmen, womit die alten Fundamente sicherheitshalber von der Lastübertragung ausgeschaltet sind. Hiermit ergibt sich eine Bodenpressung von 2,08 kg/cm² und bei 30 cm Scheitelverstärkung eine Betonpressung von 22 kg/cm². Die Gewölbe sind beiderseits mit 5 R.-E. 16 mm bewehrt und ergeben neben ihrer konstruktiven Notwendigkeit zur Übernahme der Last eine erwünschte Verspannung der Pfeiler.

Die Ausführung der schwierigen Arbeit fiel in den Winter 1924. Die Verstärkung wurde in zwei Etappen, für je eine Brückenhälfte durchgeführt, wobei jeweils das in Frage kommende Ferngleis außer Betrieb gesetzt wurde. Mit der Baustelleneinrichtung und dem Erdaushub wurde Ende Oktober 1924 begonnen. Da elektrischer Strom nicht zur Verfügung stand, mußte eine besondere Kraftstation eingerichtet werden, bestehend aus einer 35-PS-Lokomobile für den Antrieb der Betonmaschine, des Maschinenaufzugs und der Betriebswasserpumpe. Als Betoniermaterial wurde Deggendorfer Donaukies verwendet, der an der Dammböschung durch unmittelbaren Abwurf entladen wurde. Der unter dem Viadukt durchlaufende Mühlbach ist zur Ausführung des anliegenden Bodengewölbes durch ein großes Holzgerinne abgefangen und die nebenan liegende Straße zur Aufrechterhaltung des Verkehrs überbrückt worden. Im Schutze der Abfangung wurde das Gewölbe und die neue Bachumschließung hergestellt. Die Anordnung ist aus Abb. 7 zu ersehen, in der auch die aufgehende Rüstung dargestellt ist. Letztere wurde nur hälftig ausgeführt und für den zweiten Bauabschnitt durch Lockerung einiger Stäbe seitlich verschoben. Im übrigen ist die Rüstung nach den bekannten

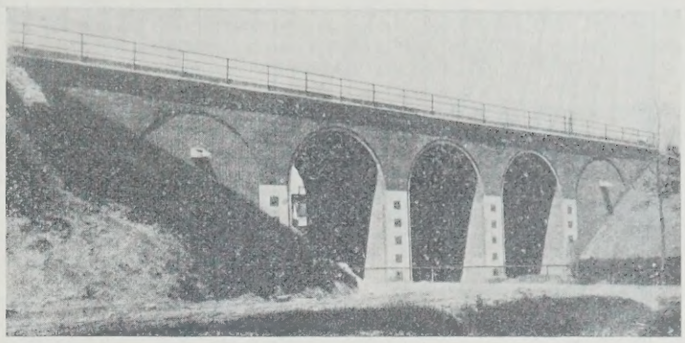


Abb. 9. Ansicht des wiederhergestellten Viaduktes Kläham.

Grundsätzen durchgebildet. Das Untergerüst samt Wandabsteifung benötigte 5 %, das Obergerüst 7 % des umbauten Raumes.

Der Beton für den Aufbau wurde in Muldenkippern mittels Fahrstuhles und wagerechter Fahrbrücken gefördert. Die beiden Seitenwände einer Öffnung wurden in zwei Schichten betoniert, während das Gewölbe in einer Schicht geschlossen werden konnte. Hierbei wurde der untere Gewölbebeton bis zu einem Zentriwinkel von etwa 30° seitlich von Hand eingebracht, der folgende bis zu einem Winkel von etwa 60° mittels eiförmiger gelenkiger Blechrohre, die von oben durch die alten Gewölbe hindurch eingeführt und gefüllt wurden, während das noch im Scheitel verbleibende Gewölbestück von rd. 3 m Breite von oben durch die 80/100 cm große Öffnung mit Überdruck geschlossen werden konnte. Durch geeignete Zusammensetzung und Konsistenz des Betons und unter ständigem Klopfen der Schalung mit Preßlufthämmern wurde ein völlig dichter Anschluß des Betons an das alte Mauerwerk, auch unmittelbar im Scheitel, erreicht. Abb. 8 zeigt die fertige erste Brückenhälfte.

Die drei mittleren Gewölbe der ersten Brückenhälfte waren bereits am 20. Dezember 1924 fertiggestellt, wobei bis zu 15° Kälte betoniert werden mußte. Neben den üblichen Vorsichtsmaßnahmen wurden die Bogenöffnungen mit Strohmatten verhängt und der dadurch abgeschlossene Raum leicht erwärmt. Der Beton hatte bereits nach einigen Tagen große Festigkeit und zeigte nach der allgemeinen Ausschalung Mitte Januar eine vorzügliche Qualität, was auch von der Bauherrschaft anerkannt wurde. Durch die rasche Vollendung der ersten Brückenhälfte hat die Reichsbahn die Kosten für den Einbau einer schweren Stützrüstung erspart, die sie in der befahrenen zweiten Hälfte mit Rücksicht auf die Betriebsicherheit für den Fall vorgesehen hatte, daß die erstere nicht bis Ende 1924 fertiggestellt werden konnte. Weitere bedeutende Ersparnisse haben sich für die Baubehörde durch die Ausführung unseres Entwurfs dadurch ergeben, daß die Entfernung der alten Brücke und die Herstellung der ursprünglich vorgesehenen Eisenkonstruktion auf mehr als das Doppelte der für die Wiederherstellung aufgewendeten Kosten zu stehen gekommen wäre.

Ende Januar wurde der Verkehr auf die verstärkte Brückenhälfte umgelegt und hierauf der zweite Bauabschnitt in weiteren $2^1/_2$ Monaten beendet. Mit der vorhandenen Preßluftanlage wurden auch die Risse im alten Mauerwerk ausgepreßt. Die alten Backsteinsichtflächen sind nach Ausbesserung erhalten geblieben. Die neuen Eisenbetongewölbe treten in ihrer Wirkung unauffällig zurück, so daß das frühere Gesamtbild nahezu unverändert geblieben ist (Abb. 9).

Der Viadukt bietet nach seiner Wiederherstellung nunmehr volle Gewähr für ein tragfähiges und sicheres Bauwerk, das auch etwaigen künftigen Laststeigerungen anstandslos gewachsen ist. (Schluß folgt.)

Das ω-Verfahren der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zur Berechnung gedrückter Stäbe aus Holz in zeichnerischer Darstellung.

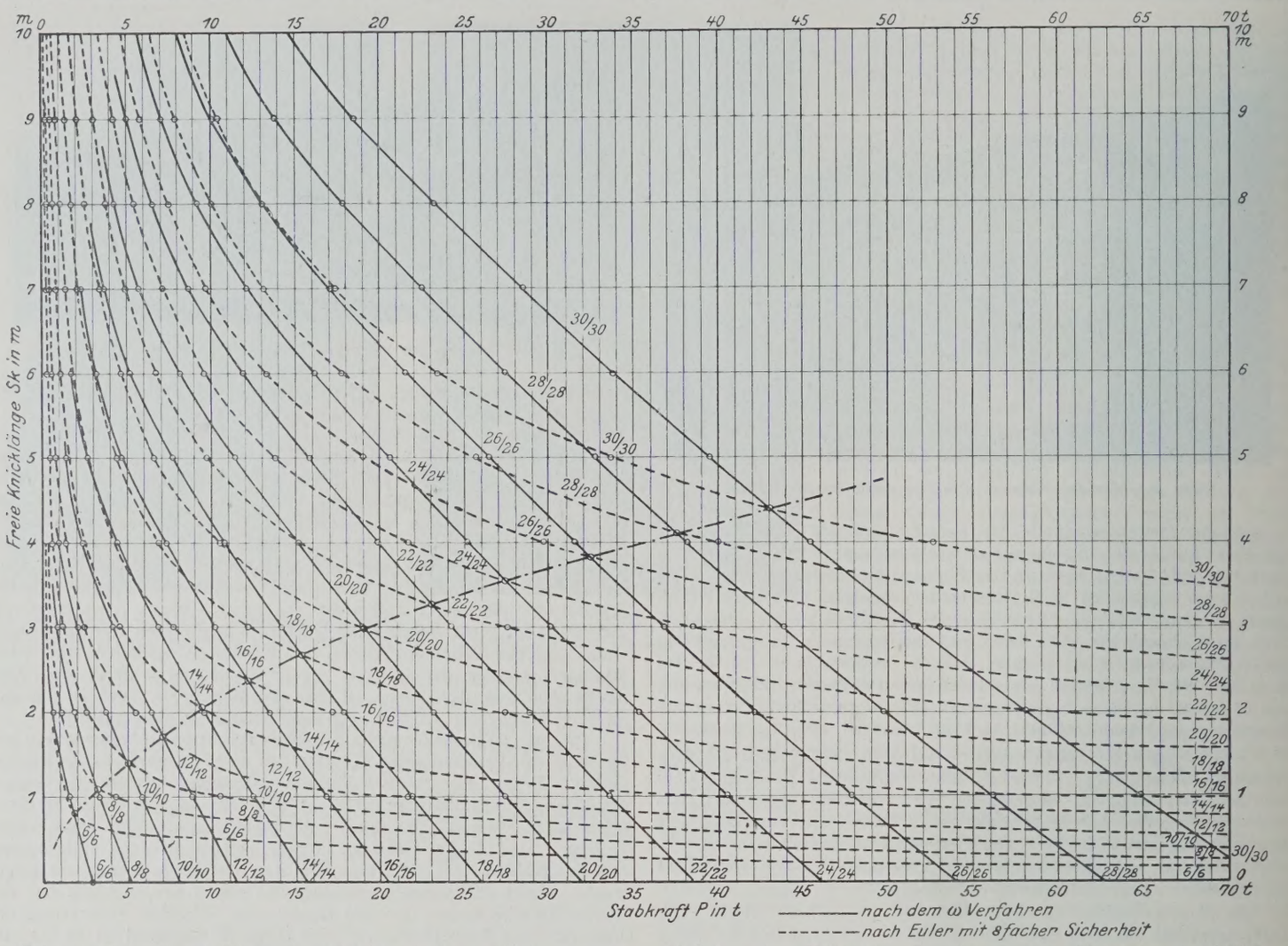
Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **W. Stoy**, Holzminden.

Die von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft durch Verfügung der Hauptverwaltung vom 12. Dezember 1926 herausgegebenen „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke (BH)“ sind bereits verschiedentlich besprochen worden, u. a. von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. K. Schächterle, Stuttgart, den man wohl zum Teil als ihren geistigen Urheber ansprechen darf, in der „Bautechnik“ 1927, Heft 2 u. 7. Bezüglich der Berechnung gedrückter Stäbe schließen sie sich an das ω-Verfahren, das für Flußstahl durch ministerielle Verordnung vom 25. Februar 1925 vorgeschrieben ist, an. Durch neuere Versuche der Eidgen. Materialprüfungsanstalt in Zürich ist die auf Grund der Tetmajerschen Versuche angenommene Knickspannungslinie bestätigt worden. Entsprechend den Vorschriften für Eisenbauwerke sind auch für Holz „Gebrauchsformeln“ sowohl für rechteckigen wie für quadratischen Querschnitt aufgestellt worden. Diese Formeln gelten aber nur für den elastischen Bereich; sie liefern ferner Querschnitte, bei denen die zulässige Grenze der Spannungen gewöhnlich etwas überschritten wird (bei Nadelholz zwischen 80 und 85 kg/cm²). Auf den „elastischen Bereich“ angewandt, ergeben sich, besonders wenn λ den Wert 100 erheblich überschreitet, Abmessungen, die wesentlich zu groß sind.

Auf der umstehenden Tafel ist die Übersichtlichkeit der zeichnerischen Darstellung benutzt und für die Praxis die Abhängigkeit der freien Knicklänge s_k, der Stabkraft P und des Querschnittes dargestellt. Die entsprechenden Schaulinien sind ausgezogen und endigen dort, wo λ den Wert 150 erreicht. Um die Darstellung möglichst übersichtlich zu gestalten, sind nur quadratische Querschnitte von 6/6 bis 30/30 berücksichtigt, und zwar in den Abstufungen, wie sie die Reichsbahnvorschriften auf S. 12, Tafel 1, vorschreiben, mit Weglassung der Werte 7/7 und 9/9.

Da aber auf Grund der amtlichen Hochbauvorschriften vom 24. Dezember 1919 die Eulerformel mit 7- bis 10facher Sicherheit für Holz noch



Tafel zur Querschnittbestimmung gedrückter Stäbe aus Holz nach dem ω-Verfahren der „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke (BH)."

gültig ist, erschien es erwünscht, die gleichen Beziehungen in zeichnerischer Darstellung aufzutragen. Die Schaulinien, die bekannten Hyperbeln, sind — Sicherheitsgrad 8 — gestrichelt eingezeichnet. Diejenigen Punkte, bei denen sich nach den ω-Verfahren und nach der Eulerformel die gleichen Querschnitte ergeben, sind durch eine strichpunktierte Kurve miteinander verbunden. Der Sicherheitsgrad, der nach Euler 8 ist, sinkt auf dieser Schaulinie nach dem ω-Verfahren auf 4,13 bei einem Schlankheitsgrade λ von rd. 51. Unterhalb dieser Kurve wird die zulässige Stabkraft bei gegebener Knicklänge und gegebenem Querschnitt nach Euler größer, während sich oberhalb die Verhältnisse natürlich umkehren. Die Tafel ist für den praktischen Gebrauch beim Berechnen gedrückter Stäbe bestimmt sowohl nach dem ω-Verfahren wie nach der Eulerformel.

Alle Rechte vorbehalten.

Vom Bau des Shandaken-Tunnels.[1]

Der Shandaken-Tunnel bildet einen Teil der Catskill-Wasserversorgungsanlage für die Stadt New York,[2]) er verläuft zwischen Prattsville und Shandaken in vorwiegend nordsüdlicher Richtung, jedoch im Grundriß mehrfach geknickt und ist mit 29 km der längste eigentliche Tunnel überhaupt. Vorgeschlagen wurde er bereits 1886, entworfen seit 1903, ausgeführt ist er von November 1917 bis Oktober 1924. Sein Querschnitt ist hufeisenförmig, im lichten 3,5 m hoch und 3,12 m breit; seine Wasserführung ist auf 28,5 m³/Sek. berechnet, mit Ausnahme des nördlichen Endes wird er als Freispiegelstollen betrieben (Abb. 1).

Bemerkenswert ist seine Bauausführung von sieben Zwischenschächten aus, die 120 bis 190 m tief und je 2,1 bis 4,3 km voneinander entfernt sind. Ihr lichter Durchmesser beträgt 4,3 m, sie sind ebenso wie die ganze Tunnelstrecke mit Beton ausgekleidet und können beim Betriebe der Wasserleitung als Standrohre wirken.

Mit Ausnahme der südlichen 160 m liegt der Tunnel in Felsen, teils in grobkörnigem grauem Sandstein, der schwer zu bohren, aber tragfähig ist, teils in rotem Sandstein, rotem oder grauem Tonschiefer, die sich gut bohren und schießen ließen, aber fast stets eine Auszimmerung verlangten. An einigen eingelagerten lettigen oder schlammigen Schichten fanden Wassereinbrüche statt, bis zu 640 l/Min., aber nach wenigen Tagen auf etwa $^1/_3$ abnehmend; sonst war der Tunnel sehr trocken. Die Temperatur konnte während des Baues durchgehends auf 15° gehalten werden, obwohl die Überlagerungshöhe zwischen 60 und 660 m wechselte.

Die Schächte wurden 1918 und 1919 durch einen besonderen Unternehmer abgeteuft; zwischen ihrer Fertigstellung und dem Vortrieb der anschließenden Tunnelstrecken lag jedesmal eine Pause von einigen Monaten. Die Anordnung der Bohrlöcher im Schacht zeigt Abb. 2, die Bohrlöcher waren zwischen 2,2 und 3,0 m tief, der Sprengstoffverbrauch betrug im Mittel 1,8 kg f. 1 m³ gelöstes Gestein. Die Wandungen wurden verkleidet mit Beton $1 : 2^1/_3 : 4^2/_3$; dabei wurde teils Quetschsand und Steinschlag von den Ausbruchmassen, teils Grubenkies und Feldsteine verwendet. Die wasserführenden Stellen konnten durch Einspritzen von Zementmilch (25 l auf 34 l Wasser) gedichtet werden, in einem Falle wurden gegen 400 l mit etwa 4 at eingepreßt. Die Geschwindigkeit des Abteufens war etwa

[1]) Nach einem Bericht von R. W. Gausmann in „Proceedings Am. Soc. Civ. Eng." vom Mai 1927.

[2]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 8.

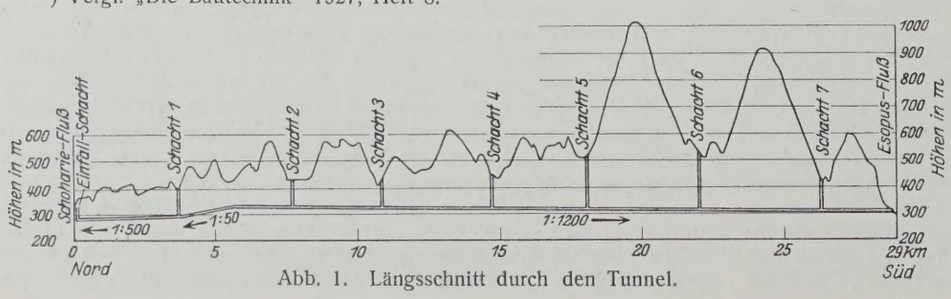


Abb. 1. Längsschnitt durch den Tunnel.

1 m/Tag bei drei Schichten täglich und 14 Mann in jeder Schicht, die des Betonierens etwa 1,8 m in jeder Schicht.

Der Tunnel wurde nach Fertigstellung der einzelnen Schächte von diesen aus beiderseits vorgetrieben, sowie vom südlichen Mundloch, jedoch nicht vom nördlichen Einfallschacht aus. Zwischen diesem und Schacht I nötigte das gebräche Gestein zum Aufsuchen größerer Tiefen, so daß diese Strecke später als Druckstollen betrieben werden muß (vgl. Abb. 1).

Der Vortrieb geschah teils durch Firststollen, besonders in festem Gebirge, teils mit sofortigem Vollausbruch, besonders in weniger festem Gestein, anfangs auch mit Sohlstollen. Gebohrt wurde im Stollen mit hydraulisch betriebenen Ingersoll-Bohrmaschinen und sechszackigen Kronenbohrern, die kurz hinter der Krone eine Verjüngung hatten, um das Abbrechen der Spitzen zu verhüten, im Vollausbruch mit Preßluftbohrern. Gesprengt wurde mit einem schwer gefrierenden Gelatine-Dynamit, für die Zündung wurden elektrische Zündmaschinen, anfangs auch Zündschnüre verwendet; der Sprengstoffverbrauch war im Mittel 1,2 kg f. 1 m³ gelösten Gesteins.

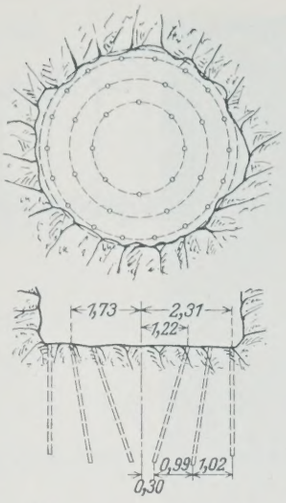


Abb. 2. Anordnung der Bohrlöcher im Schacht.

Gefördert wurde mit Rollbahn von 762 mm Spurweite und Wagen von etwa 0,75 m³ Inhalt, die zu sechs oder sieben gleichzeitig im Schacht zutage gebracht und dort in 3-m³-Wagen ausgekippt und elektrisch abgefördert wurden. Die Tunnellokomotiven hatten etwa 4 t Gewicht, 450 kg Zugkraft, Sammler von insgesamt 85 bis 125 V und 8 bis 10 km/Std. Geschwindigkeit. Geladen wurde vom Firststollen aus durch Rollöcher, beim Vollausbruch mittels Transportbandes.

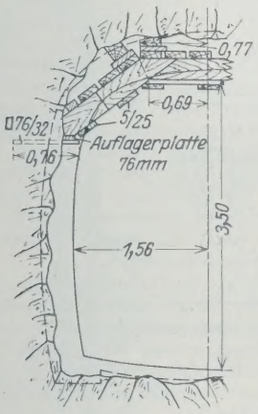


Abb. 3. Leichte Tunnelauszimmerung.

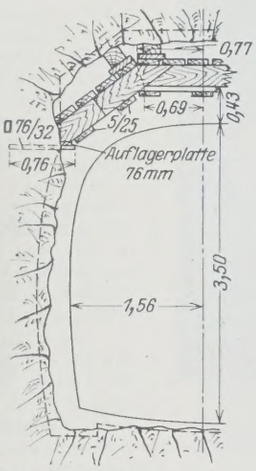


Abb. 4. Dauernde Tunnelauszimmerung.

Die Tunnelzimmerung beschränkte sich auf Strecken, wo die Firste aus Tonschiefer oder aus besonders dünnbankigen Sandsteinen bestand oder wo Steinschläge aufgetreten waren. An diesen Stellen wurde nur zum Schutze gegen herabfallende Steine eine ganz leichte Zimmerung, meist ohne Hinterpackung vorgesehen, die vor dem Betonieren entfernt wurde (Abb. 3); in den nichttragenden Strecken wurde dagegen die Zimmerung außerhalb des Ausbruchquerschnittes angeordnet, sorgfältig mit Steinen hinterpackt und beim Betonieren nur zum geringen Teil zurückgewonnen (Abb. 4). Insgesamt wurden 47,7 % der Tunnellänge ausgezimmert, und zwar 7 % mit der leichteren Zimmerung nach Abb. 3. Bei der langen Zwischenzeit bis zum Betonieren faulte das Holz an einigen Stellen, so daß immerhin 31 Gespärre nur deswegen ersetzt werden mußten.

Zur Tunnellüftung diente Druckluft von 0,5 bis 0,7 at, die mit einer 152 mm weiten Metallschlauchleitung zugeführt wurde, sowie für die Zeit unmittelbar nach dem Sprengen die Preßluft, die zum Betrieb der Bohrmaschinen mit etwa 6 at in Rohren von 101 mm Lichtweite zugeleitet wurde. Das eingedrungene Wasser wurde aus dem Schachtsumpf mit einer Saug- und einer Druckpumpe von 460 l/Min. Leistung herausgeschafft, die gesamte Pumpenarbeit war 190 Mill. mt = 0,7 Mill. PS-Std. netto.

Für diese Maschinen und für die Beleuchtung mußte die elektrische Energie mit einer besonderen Leitung von 77 km Länge zugeführt werden, und zwar Drehstrom von 33 000 V und 60 Perioden. Auf 1 m³ Tunnelausbruchmassen wurden durchschnittlich 35 kWh verbraucht.

Der monatliche Fortschritt der Ausbrucharbeiten betrug an jeder Arbeitsstelle im Durchschnitt 125 m, im Höchstfalle 185 m, eine Steigerung von 2,5 auf 3,0 m je Arbeitsschicht wurde hauptsächlich durch ein Prämiensystem erzielt.

Eine Besonderheit ergab sich für den Tunnelausbruch nahe dem Südende durch das Anschneiden ganz loser erdiger Massen, die zu Getriebezimmerung mit Verkleidung der Brust nötigten und nur einen Fortschritt von etwa 0,3 m täglich ermöglichten.

Die Wandungen des Tunnels wurden in ganzer Länge mit Beton $1 : 2^1/_3 : 4^2/_3$ ausgekleidet, der über Tage größtenteils aus den ausgebrochenen Sandsteinmassen bereitet, am Fuß der Schächte aus Fallrohren in die Förderwagen geladen und an der Sohle und den Seitenflächen des Tunnels von Hand, im Scheitel durch Preßluft eingebracht wurde unter Verwendung fahrbarer eiserner Schalungen. Bei Kälte wurde das trockene Gemisch durch Dampfheizung aufgetaut (etwa 9 m² Heizrohrfläche unter jeder Mischbühne) und das Wasser mit Frischdampf vorgewärmt. Die leeren Zementsäcke wurden maschinell ausgeklopft und abgesaugt und dabei aus je 170 Stück noch ein Sack Zement gewonnen. Die mittlere Druckfestigkeit der zylindrischen Betonprobekörper war 104,5 kg/cm² nach 28 Tagen. Aus Stichproben wurde ermittelt, daß durch das Einblasen des Betons im Scheitel die Hohlräume im First viel besser ausgefüllt wurden als beim Einbringen von Hand (89 % gegen 76 %); 34 bis 40 m³ Preßluft genügten, sechs Karrenladungen von zusammen 4,15 m³ in 10 Minuten einzublasen. Die Leistung im Betonieren war etwa 28 m/Tag, bei besonders kurzen Förderwegen einmal 36,5 m täglich bei drei Schichten. Insgesamt wurden 162 000 m³ Beton eingebaut, und zwar 5,3 bis 8,5 m³/lfdm Tunnel, bezahlt aber wurden nach dem vorgeschriebenen Ausbruchquerschnitt nur 140 000 m³.

Zuletzt wurde in allen ausgezimmerten Tunnelstrecken, sowie in 6,7 km der nicht ausgezimmerten Strecken durch Einpressen von Zementmörtel hinter die Betonwandungen ein dichter Anschluß an das Gebirge hergestellt, wobei in den Strecken mit verlorener Auszimmerung (s. Abb. 4) durch diesen luftdichten Abschluß zugleich deren Fäulnis verhindert wurde. Die abgefangenen Wasseradern wurden größtenteils in derselben Weise abgedichtet, nur zum Teil ließ man das Wasser, wenn es brauchbar war, weiter in den Tunnel einlaufen. Auch dieser Zementmörtel wurde größtenteils über Tage gemischt (im Verhältnis von 25,6 l Zement : 40,7 kg gesiebtem Sand : 20,8 bis 26,5 l Wasser), aus Fallrohren von 203 mm Durchm. am Fuß der Schächte in die Förderwagen gefüllt und dann unter fortwährendem Umrühren in Behälter gepumpt, aus denen er mit 2,1 bis 5,3 at, in losem Gebirge mit höchstens 1,4 at eingepreßt wurde, und zwar durch ausgesparte Löcher der Betonauskleidung, die alle 12 bis 15 m hauptsächlich an beiden Seiten der Firstwölbung vorgesehen waren. Hierbei zeigten sich Schwindrisse in Abständen von 5 bis 10 m ebenso wie undichte Arbeitsfugen am Durchtreten der Zementmilch; es gelang, sie durch dieses Verfahren dicht zu schließen. Insgesamt wurden so 18 000 m³ Zementmörtel eingepreßt, und zwar im Mittel 1,25 m³/lfdm Tunnel in den ausgezimmerten und 0,26 m³/lfdm in den nicht ausgezimmerten Tunnelstrecken.

Vor der Inbetriebnahme wurde der Tunnel sorgfältig gereinigt, die Wandungen mit Meißeln abgestoßen, desgleichen in den Schächten, die zuletzt mit Eisenbetonplatten abgedeckt wurden. Der Tagesfortschritt einer Reinigungskolonne von 10 Mann betrug bei zehnstündiger Arbeitszeit 38 m.

Die Belegschaft überschritt ein Jahr und sieben Monate lang 1000 Mann, die Höchstzahl war 1500.

Die Gesamtkosten betrugen 54,3 Mill. R.-M. oder 1770 R.-M./lfdm und $2^1/_2$ Mill. R.-M. für Einlauf- und Auslaufbauwerk; der Tunnel allein kostete 1430 R.-M./lfdm Strecke mit leichter Zimmerung (Abb. 3) und 1680 R.-M./lfdm Strecke mit dauernder Auszimmerung (Abb. 4); 1 stgdm Schacht kostete 5070 R.-M. ohne die Abdeckung. Hiervon entfielen etwa 80 % auf das Abteufen, während beim Tunnel etwa 65,7 % auf den Ausbruch, im Mittel 2,5 % auf die Zimmerung, 28,2 % auf das Betonieren und 3,2 % auf das Einpressen von Zementmilch entfielen.

Nach den Bauerfahrungen wäre eine größere Lichtweite der Schächte bei einem größeren Abstand von 8 bis 9 km wirtschaftlicher gewesen, auch hätte auf diese Längen die Anlage eines zweiten Fördergleises im Tunnel große Erleichterung und Verbilligung gebracht. R. Fischer.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 24. September ausgegebene Heft 18 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. BDA. K. H. Tischer: Neuer Wohnhausblock in Waidmannslust. — Architekt Paul Pott: Neuere Landhäuser. — Architekt Reim: Eigenheim in Frohnau. — Dipl.-Ing. Castner: Siedlung und Rauchplage. — Dr. Selle: Umsatzsteuerfreiheit bei Lieferungen und Leistungen in Siedlungsgesellschaften und Heimstätten.

Die 58. o. Hauptversammlung des Zentral-Vereins für deutsche Binnenschiffahrt e. V. findet am Freitag, den 7. Oktober 1927 in Duisburg, und zwar in der Duisburger Tonhalle statt. Von 10 Uhr ab werden Vorträge gehalten, u. a. spricht Syndikus Erich Schreiber über „Binnenschiffahrt und Wasserstraßen im Rahmen der deutschen Verkehrs- und Wirtschaftspolitik“ und Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. ehr. de Thierry über „Amerikanische Wasserstraßenprobleme“. Anfragen werden erbeten an den Zentral-Verein für deutsche Binnenschiffahrt e. V., Berlin NW 40, Herwarthstraße 3 a, Fernsprecher: Hansa 2744, 2745, 2755.

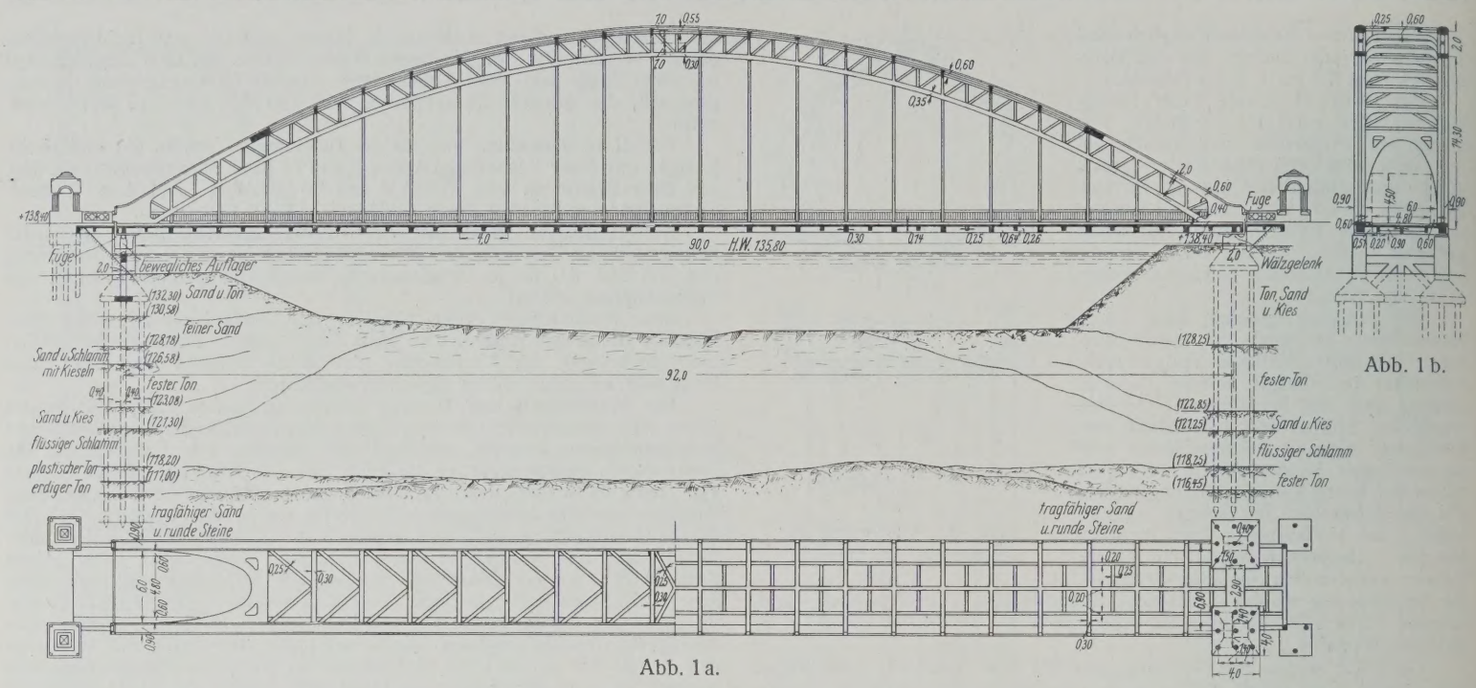


Abb. 1 a.

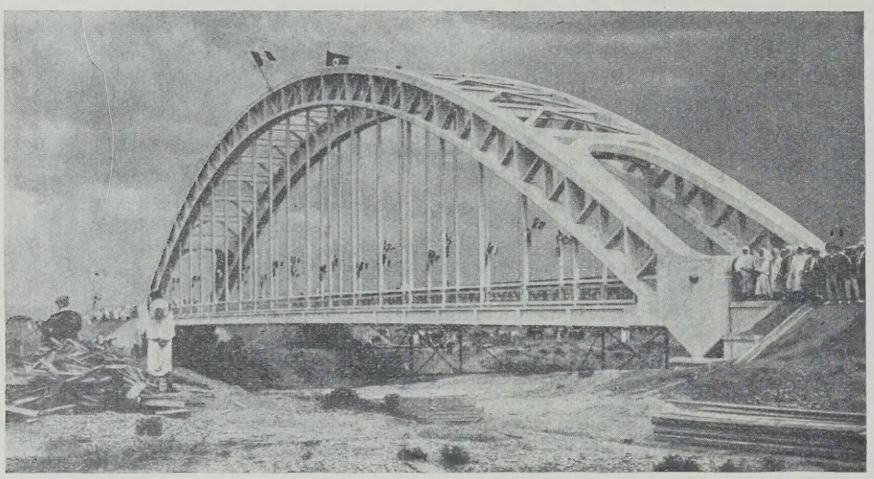


Abb. 2.

Abb. 1 b.

Eine 92 m weitgespannte Eisenbeton-Bogenbrücke ist nach den Entwürfen des bekannten französischen Brückenbauers Zivilingenieur H. Lossier, Argenteuil, im Auftrage der Generaldirektion der öffentlichen Arbeiten der Regierung von Tunis über den Oued Mellègue ausgeführt worden. Das in Abb. 1 im Entwurf und in Abb. 2 in fertigem Zustande dargestellte Bauwerk hatte eine eiserne Fußgängerbrücke im Zuge der Straße von Tunis nach Souk-Ahras, etwa 6 km von Souk el Arba, zu ersetzen. Für seine Ausführung hatte eine engere Ausschreibung stattgefunden, auf Grund deren man sich für den Lossierschen Vorschlag eines Eisenbeton-Fachwerkbogens mit parallelen Gurtungen und mit Zugband entschied:

Tragfähiger Baugrund findet sich an der fraglichen Stelle erst auf etwa 20 m unter HW in Gestalt von Sand und grobem Kies. Er ist an den Ufern von schlammdurchsetzten, ungleichen Kiessandlagen bedeckt, die im Flußbett eine Stärke von etwa 12 m erreichen. Die Fahrbahn hat eine nutzbare Breite von 6 m, wovon 4,80 m auf die Fahrbahn, je 0,60 m auf die beiden Gehwege gerechnet sind. Sie wird von zwei durch Zugbänder versteiften Bogenträgern von 92 m Stützweite gehalten, die aus dem parabolisch gekrümmten Bogen von 15,30 m Pfeilhöhe, dem einen Teil der Fahrbahn bildenden Zugbande und 22 Hängestangen gebildet werden und (s. Abb. 1) im Obergurt durch einen \/-förmigen Querverband versteift sind. Jeder der beiden Bogenträger ist an einem Ende gelenkig, am anderen auf einem Segment-Rollenlager gelagert, das gleichzeitig die senkrechte Richtung der Stützkräfte und die freie Beweglichkeit des Bauwerks unter dem Einfluß der Temperatur- und Schwindwirkungen sichert. Jedes der beiden Widerlager besteht im Prinzip aus zwei miteinander verstrebten Pfosten (Abb. 1 b), der untere Teil liegt als gemeinsame Sohlplatte unmittelbar auf Eisenbetonpfählen von achteckigem Querschnitt von 40 cm Durchm. des umschriebenen Kreises, die mit 18 m mittlerer Länge bis auf den tragfähigen Grund reichen. Die Fahrbahn besitzt ein Kragstück, das die Verbindung zwischen Bauwerk und Erdreich zu vermitteln und die Einwirkung des wagerechten Erddrucks auf die Widerlager zu verhindern hat.

Die Fahrbahnplatte ruht auf 4 m weit entfernten, mit den Hängestangen fest verbundenen Querträgern; drei innere Längsträger und die beiden an den Außenseiten angeordneten Zugbandträger wirken als Versteifung und lastverteilend. Über die günstige statische Wirkung dieser Anordnung hat Lossier in „Génie Civil“ vom 24. August 1912 berichtet. Auch Emperger geht in einem Aufsatz in „Beton u. Eisen“ 1927, Heft 19, auf ihre Vorteile ein.

Die Hängestangen sind auf Zug berechnet und haben einen Querschnitt von 16 × 20 cm; als Bewehrung dienen 12 Rundeisen 16 mm Durchm.

Die Bogen sind zur Verminderung des Eigengewichts gitterartig ausgebildet und in Schmelzzement Lafarge im Mischungsverhältnis 300 kg Zement auf 1 m³ Beton (im Bauwerk gemessen). Die tatsächlich zulässige Druckspannung wurde mit 112 kg/cm² ermittelt, aus Sicherheitsgründen sind jedoch nur 90 kg/cm² in Rechnung gestellt. Die Auflösung des Querschnitts war bei der Verwendung des genannten Zements auch deshalb wichtig, weil sonst mit starken Temperaturerhöhungen zu rechnen gewesen wäre.

Jedes Zugband enthält 90 Rundeisen von 27 mm Durchm., eingebettet in einen Betonquerschnitt von 70 × 80 cm. Die Stöße sind versetzt und werden gesichert durch Übergreifungen von 30 *d* Länge sowie durch Anordnung von Haken. Am Widerlager gehen die Rundstäbe des Zugbandes fächerförmig auseinander und bilden dadurch im Beton des Bogens eine feste Verankerung. Ki.

Technische Hochschule Berlin. Das Vorstandsmitglied der David Grove A.-G., Privatdozent Dipl.-Ing. Dr. Melchior Wierz ist zum a. o. Professor für Heizungs- und Lüftungstechnik ernannt worden.

Neue Erdrutsche am Panamakanal. Nach einer Meldung des „Panama Canal Record“ vom 22. Juni 1927 sind am Panamakanal zwei neue Erdrutsche von erheblichem Ausmaß, wenn auch zunächst ohne schwerwiegende Folgen eingetreten: Am 17. Juni hat sich ein Teil der westlichen Böschung am Gaillard-Einschnitt bei Culebra gelöst, so daß etwa 7600 m³ Erd- und Felsmassen kanalwärts abgerutscht sind. Eine weitere größere Bewegung trat hier am 20. Juni ein; es fielen dabei über 15 000 m³ in das Kanalbett, mit dessen Räumung bereits ein Bagger begonnen hat.

Weit umfangreicher erscheint das zweite Rutschgebiet, auf der anderen Seite bei Cucaracha südlich von Golden Hill, zu sein, das etwa 18 ha umfaßt und wo die Bewegungen in der Nacht des 19. Juni begannen, eine Geschwindigkeit von etwa 15 cm stündlich hatten und in der Hauptsache bis zum Morgen des 22. Juni rd. 69 000 m³ förderten, von denen freilich nur 6100 m³ in die eigentliche Schiffahrtrinne gelangt sind. Zur Ruhe kamen die Rutschungen an dieser Stelle erst etwa am 27. Juni, bis zu welcher Zeit die vorgenannten Rutschmassen — vorzugsweise Fels und Geröll — auf annähernd 80 000 bezw. 7600 m³ angewachsen waren. Ki.

Die Erdbebensicherungen beim Bau der Mitsui-Bank in Tokio sind sowohl wegen der räumlichen Ausdehnung des monumental gehaltenen Gebäudes von 108,80 × 49,50 m Grundfläche und 36,27 m Höhe bemerkenswert, als auch wegen der besonderen Maßnahmen, die nach eingehenden Vorstudien bei dem Entwurf und der Ausführung getroffen wurden. Es sei daher — auch als Ergänzung zu den Mitteilungen von Briske in der „Bautechnik“ 1927, Heft 30 u. 32[1]) — im nachstehenden ein Auszug aus einem

[1]) „Die Bautechnik“ 1925, Heft 14: Kittel, Das Erdbeben vom September 1923 und der Wiederaufbau in Yokohama. — „Beton u. Eisen“

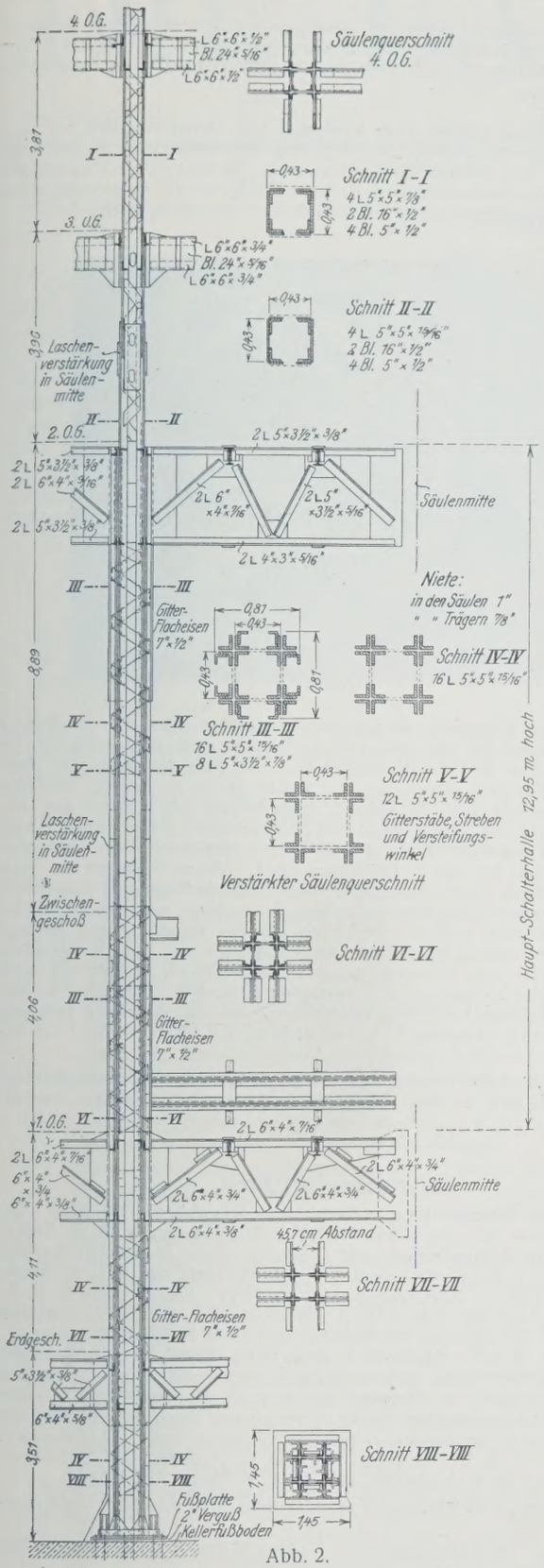


Abb. 2.

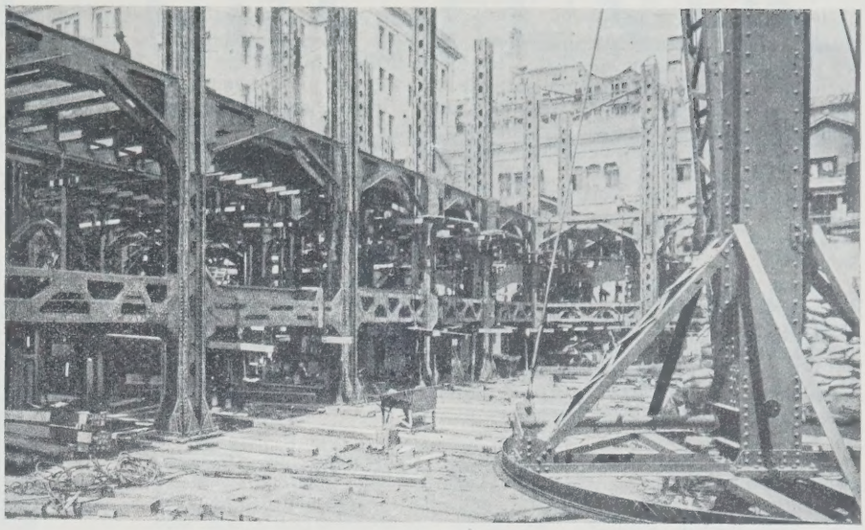


Abb. 4.

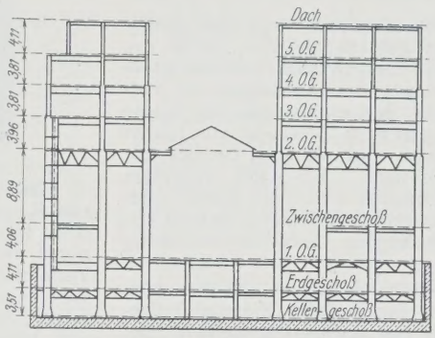


Abb. 1.

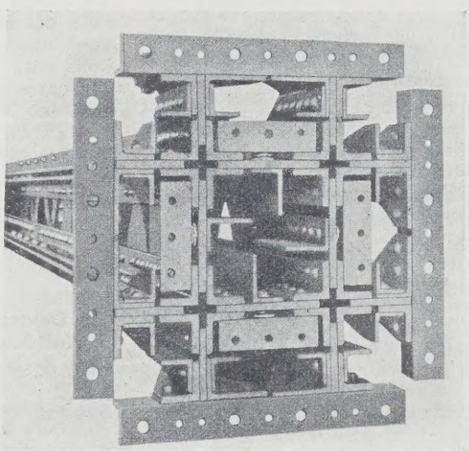


Abb. 3.

Ansicht der Entwurfsbearbeiter im vorliegenden Falle nur eine Eisenfachwerkkonstruktion in Frage kommen konnte. Es sei darauf hingewiesen, daß die Stützen einer solchen durch Erdbeben nicht nur — wie durch Winddruck — nach einer, sondern mit gleicher Stärke nach jeder beliebigen Richtung und ohne Rücksicht auf die Gebäudeform beansprucht werden. Da beim Anbau eines weiteren Gebäudeteils auch weitere Säulen hinzukommen und die im gleichen Verhältnis gewachsenen wagerechten Beanspruchungen aufnehmen, so bleiben die Biegungsmomente stets die gleichen. Selbstverständlich müssen die nach beiden Richtungen hin beanspruchten Säulenquerschnitte auch allseitig gleich stark ausgebildet sein. Diese Erfordernisse — Eisenfachwerk, Größe der auftretenden Kräfte, stärkste Ausbildung der Stäbe an den Knotenpunkten und Anschlüssen, sowie Verstärkung in halber freier Höhe — sind als besondere Merkmale des Entwurfs anzusprechen.

Die Notwendigkeit, fast das ganze Erdgeschoß zu einem einzigen hohen Raum für die Zwecke des Publikumverkehrs auszugestalten (Abb. 1), bedingte für die einzelnen Bauglieder starke Belastungen und dementsprechend starke Stützenquerschnitte, für die auf Abb. 2 u. 3 verwiesen sei; ebenso erforderten die großen Biegungsmomente sehr beträchtliche Höhen für die Deckenträger. Nach Abb. 2 u. 4 bestanden diese in den unteren Geschossen aus Gitterträgern, während in den oberen Blechträger verwendet wurden: In allen Fällen waren sie jedenfalls als Zwillingsträger ausgebildet, deren jeder an eine der beiden Seiten der Stützen angeschlossen war und die beide miteinander durch Bleche und Winkel verstrebt waren.

Die Steifheit der Deckenkonstruktion war in erster Linie dadurch gewährleistet, daß die gesamten wagerechten Kräfte auf die Säulen übertragen wurden. Außerdem sind das ganze zweite Geschoß und die zwischen den Lichthöfen liegenden Teile der oberen Stockwerke noch durch eine besondere Diagonalverstrebung gesichert.

Als Gründung diente eine 1,20 m starke Eisenbetonplatte, die die aufzunehmenden Lasten gleichmäßig über den Boden verteilte. Zusammen mit den ebenfalls in Eisenbeton hergestellten Kellerstützmauern bildet sie ein monolithisches Ganzes gegen die Wirkung etwaigen Wasserandrangs und befördert gleichzeitig die Verteilung der Erdstöße auf das gesamte Bauwerk. Die auf den Boden ausgeübte Pressung beträgt etwa 2,1 kg/cm², was ungefähr der Hälfte der durch Versuche nachgewiesenen tatsächlichen Tragfähigkeit entspricht. Ki.

Bericht der New Yorker Ingenieurfirma Pickworth & Weiskopf in Eng. News-Rec. vom 23. Juni 1927 gebracht, von der die gesamten Entwurfsarbeiten ausgeführt wurden.

Nach der neuesten Fassung der einschlägigen japanischen Bauordnung ist, während nach den dortigen Erfahrungen die lotrechten Kräfte vernachlässigt werden dürfen, die durch ein Erdbeben auf ein Gebäude ausgeübte Seitenkraft mit $^1/_{10}$ seines Gesamtgewichtes anzunehmen. Dadurch entstehen erhebliche Biegungsbeanspruchungen, zu deren Aufnahme nach

1925, Heft 6: Viscardini, Erdbebensichere Gründungen. — „Die Bautechnik" 1925, Heft 37 u. 38: Kittel, Bautechnische Beobachtungen und Folgerungen bei dem neuen Erdbeben in Californien (s. a. „Beton u. Eisen" 1925, Heft 23).

Werkstofftagung Oktober 1927, Berlin. In Ergänzung der Mitteilung in der „Bautechnik" 1927, Heft 16, S. 242, sei noch bemerkt, daß die Werkstoffschau vom 22. Oktober bis 13. November in der Neuen Ausstellungshalle am Kaiserdamm (Berliner Messe-Amt), die Werkstoff-

vorträge vom 24. Oktober bis 5. November in der Technischen Hochschule, Charlottenburg, stattfinden werden. Von besonderem Interesse für Bauingenieure dürfte die Reihe 13 der Vorträge sein, die die Werkstoffe im Eisen- und Schiffbau umfaßt; u. a. sprechen am 27. Oktober vorm. Geh. Baurat Dr.-Ing. ehr. G. Schaper über „Die Streckgrenze als Berechnungsgrundlage für den Konstrukteur" und Direktor Dr.-Ing. ehr. O. Erlinghagen über „Vergleiche über das Verhalten von St 37, St 48 und Si-Stahl beim Brückenbau". Aus Reihe 14 (am 27. Oktober nachm.) ist hinzuweisen auf die Vorträge von Reichsbahnrat Dr.-Ing. R. Kühnel über „Die Abnutzung von Schienen und Radreifen" und von Dr.-Ing. K. Daeves über „Witterungsbeständigen Stahl für Eisen- und Straßenbahnbau".

Alles Nähere über Zweck und Ziel der Werkstofftagung, ihre Organisation und die neue Einteilung der Werkstoffschau, das ausführliche Vortragsprogramm sowie genauere Ausführungen über das herauszugebende Werkstoffhandbuch enthält die Druckschrift WT 4, die am 1. September im Umfange von 40 Druckseiten erschienen ist und von der Geschäftstelle der Werkstofftagung, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, kostenfrei jedem auf Wunsch geliefert wird.

Linoleumböden auf Betondecken. (Mitteilung des Deutschen Beton-Vereins E. V. an seine Mitglieder.) Die Unterlage, auf der das Linoleum verlegt werden soll, muß hart, eben und trocken sein und auch trocken bleiben. Wo diese Voraussetzungen erfüllt sind, darf Linoleum ohne weiteres auf der Oberfläche von Betondecken verlegt werden.

Ist die Oberfläche der Betondecken von vornherein nicht eben genug, so muß sie durch Abziehen mit Zement geglättet werden, bevor das Linoleum aufgebracht wird. Von solchen Decken wird indessen keine große Schallsicherheit zu erwarten sein — wie dies in Fabrikräumen vielfach auch nicht erforderlich ist —, da bei Beanspruchungen der Decke durch schwere Tritte oder Erschütterungen beim Bewegen von Lasten die ganze Decke in Schwingungen versetzt wird, die das an sich fast schalltote Linoleum allein nicht dämpfen kann. Wo daher außerdem Schallsicherheit verlangt wird, soll man zunächst eine 3 cm starke Sandschicht und darauf einen Zement- oder Gipsestrich aufbringen, der mit den Wänden wegen der etwaigen Schallübertragung nicht in Berührung stehen darf.

Hat die Oberfläche der Betondecke offene Hohlräume, wie dies z. B. bei Schlackenbeton der Fall sein kann, so müssen diese Öffnungen ebenfalls durch Abziehen der Fläche mit Zement geschlossen werden. Bei Aufbringen einer Sandschicht auf solche offene Hohlräume aufweisende Oberfläche würde die Gefahr bestehen, daß der Sand nach seiner Austrocknung in die Hohlräume hinabrieselt. Dem darauf gebrachten Estrich würde dadurch die Unterlage entzogen und er leicht unangenehme Sprünge erhalten, die sich mindestens im Linoleumbelag bemerkbar machen, wenn nicht der Estrich schließlich gar in Stücke zerbricht.

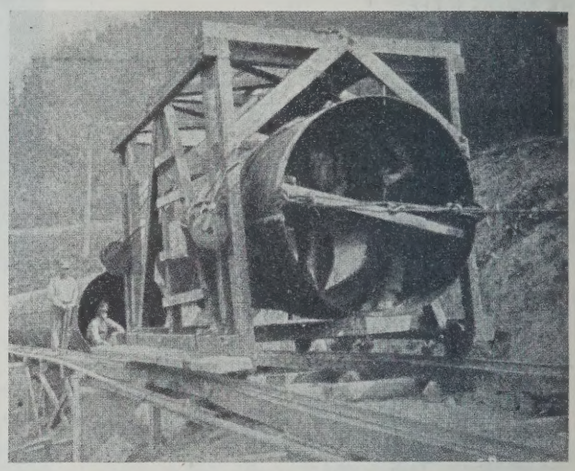
Linoleum ist am dauerhaftesten, wenn es fest aufgeklebt ist. Damit das Klebemittel auf die Dauer haftet, muß die Unterlage durchaus fest und trocken sein und trocken bleiben. Solange der Beton noch Feuchtigkeit enthält und abgibt oder ausschwitzt, ist es bedenklich, Linoleum darauf zu verlegen. Eine unmittelbar auf dem Zement aufgebrachte Gipsschicht schützt nach den vorliegenden Erfahrungen nicht gegen die noch vorhandene Feuchtigkeit.

Wird das Linoleum auf ungenügend trockener Unterlage verlegt, oder auf Decken, die nachträglich, z. B. über feuchten Kellerräumen oder gar Erdreich, Feuchtigkeit anziehen oder ausschwitzen, so besteht die Gefahr, daß sich unter dem luftundurchlässigen Linoleum Feuchtigkeit sammelt. Bei Betondecken wird solche Feuchtigkeit noch dazu regelmäßig mit Alkalien versetzt sein, die zunächst den Kitt (Kopalharzkitt) — der übrigens auf feuchter Unterlage schlecht haftet — durch Verseifung zerstören, dann aber auch die Linoleummasse selbst angreifen können. In solchen Fällen muß die dem Zutritt von Feuchtigkeit ausgesetzte Decke oder der Estrich mit einer für Feuchtigkeit undurchdringlichen Schutzschicht versehen werden, die am besten aus einem 1,5 cm starken Überzug von hartem Trinidad-Asphalt besteht, auf die das Linoleum verlegt wird. Auch eine in den Stößen überklebte Dachpappe oder ein isolierender Anstrich kann unter Umständen den Zweck erfüllen, je nach dem Grade und dem Weitergehen der Feuchtigkeit.

Bei nicht unterkellerten Fußböden wird man die das Erdreich abdeckende Betonschicht, die immer dem Feuchtigkeitszutritt ausgesetzt ist, ebenfalls mit einer Asphaltschicht abdecken, die in das Mauerwerk eingreift oder daran hochgeführt ist. Auf diese kann das Linoleum direkt aufgeklebt werden. Besser aber noch ist es, entweder unmittelbar oder auf Sandunterlage über der Asphaltschicht einen Zementestrich als Unterlage für das Linoleum auszuführen, der durch Aufkanten des Asphaltbelages vor seitlichem Zutritt von Feuchtigkeit bewahrt wird. Statt des Asphaltbelages kann auch eine doppelte Lage Dachpappe (mit versetzten Stößen gut verklebt) Verwendung finden, über welcher der die Unterlage bildende Zement-Estrich auf 3 cm starker Sandschicht unter gleicher Vorsicht gegen seitlichen Feuchtigkeitszutritt ausgeführt wird. Die Dachpappe muß aber noch nach dem Aufbringen in ganzer Fläche mit einem guten Isolierdeckanstrich versehen werden.

Ein aus Estrichgips (bei 800 bis 1000° gebrannter Gips) von sachkundiger Hand hergestellter Gipsestrich bildet an sich nicht nur eine vorzügliche Unterlage für Linoleum, auf der es ausgezeichnet haftet, sondern hat auch den weiteren Vorzug, in kurzer Zeit — 2 bis 4 Wochen — trocken und zum Belegen mit Linoleum reif zu sein. Mit dem Zement der Betondecken darf Gipsestrich allerdings nicht in Berührung gebracht werden, er wird deshalb meist auf einer Sandschicht ausgeführt. Vor Zutritt von Feuchtigkeit muß auch der Gipsestrich unter allen Umständen geschützt werden.

Ein fahrbares Gerüst zum Verlegen von Rohrleitungen ist nach einer Mitteilung von W. A. Kunigk in Eng. News-Rec. vom 14. Juli 1927 mehrfach von den Städtischen Wasserwerken Tacoma (Wash.) verwendet worden, und zwar namentlich auch dort mit Erfolg, wo die Aufstellung eines Schwenk- oder andern Kranes Schwierigkeiten verursacht hätte.



Das in der Abbildung dargestellte Fahrgerüst dient zur Verlegung von 9,1 m langen Rohren von 1,63 m Durchm. auf Betonunterbau an einer Hangstrecke und bei Rutschgefahr: Die Mannschaft an den Aufzügen vermochte jede Bewegung der Rohre genau zu regeln, und das Verfahren bewährte sich als ebenso wirtschaftlich wie schnell und betriebssicher. Die an jedem Ende des Fahrgerüstes aufgestellten Handaufzüge halten das Rohr während der Fahrt und während des Verlegens und Anschließens in der gewünschten Lage. Beim Verlegen an sehr steilen Böschungen wird oben noch eine dritte Aufzugwinde aufgestellt und deren Tau durch die Führungsrollen der unteren und eine Umlenkrolle des Haltetaues geführt. Der oben auf der Böschung die Aufzugvorrichtung bedienende Mann läßt das Fahrgerüst mit darin hängendem Rohr etwa 15 cm vor der endgültigen Verlegungsstelle halten und setzt zum Zwecke der Verlegung die Aufzugvorrichtung in Tätigkeit, für die stählerne 5-t-Aufzüge von 50 kg Gewicht mit zwei Gängen und Leistung von 780 kg bei Übersetzung 1 : 4, von 4540 kg bei Übersetzung 1 : 24 benutzt werden.

Die auf dem Bilde unter dem Rohr sichtbaren Versteifungshölzer sind beweglich und werden während des Verlegungsvorganges herausgenommen. Ki.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: der Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Otto Müller, Mitglied der R. B. D. Essen, nach Berlin zur Wahrnehmung der Geschäfte eines Referenten bei der Hauptverwaltung, die Reichsbahnräte Hipp, Vorstand des R. B. A. Jülich, als Vorstand zum R. B. A. Wiesbaden, Hieber, bisher beim R. B. A. Hamburg, als Vorstand zum R. B. A. Aschersleben 1, Petzold, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Michendorf, zum R. B. A. Gera, Altenburg, bisher bei der R. B. D. Trier, zur R. B. D. Halle (Saale), Rauh, Vorstand des R. B. A. Weiden (Opf.), zum R. Z. A. in Berlin und Zippel, Mitglied der R. B. D. Stuttgart, als Mitglied zur R. B. D. Münster (Westf.), sowie die Reichsbahnbaumeister Fritz Otto, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Bad Lausick, zum Reichsbahn-Neubauamt Plauen (Vogtl.), Steinbauer, bisher bei der R. B. D. Würzburg, zur R. B. D. München und Solveen, bisher bei der R. B. D. Karlsruhe, zum R. A. W. Berlin-Grunewald.

Überwiesen: Reichsbahnrat Karl Ott vom R. B. A. Erfurt 1 zur dortigen R. B. D.

Gestorben: Reichsbahnamtmann Ludwig Müller beim Z. M. A. der Gruppenverwaltung Bayern in München.

INHALT: Der Ausbau des Oder-Spree-Kanals. — Neuere Verstärkungen von Massivbrücken für die Deutsche Reichsbahn, Gruppe Bayern. — Das ω-Verfahren der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zur Berechnung gedrückter Stäbe aus Holz in zeichnerischer Darstellung. — Vom Bau des Shandaken-Tunnels. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — 58. o. Hauptversammlung des Zentral-Vereins für deutsche Binnenschiffahrt E. V. — Eine 92 m weitgespannte Eisenbeton-Bogenbrücke. — Technische Hochschule Berlin. — Neue Erdrutsche am Panamakanal. — Erdbebensicherungen beim Bau der Mitsui-Bank in Tokio. — Werkstofftagung Oktober 1927, Berlin. — Linoleumböden auf Betondecken. — Ein fahrbares Gerüst zum Verlegen von Rohrleitungen. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang — BERLIN, 7. Oktober 1927. — Heft 44

Alle Rechte vorbehalten.

Seilaufzug für ein Schiffshebewerk.

Studie von Prof. Dr.-Ing. ehr. **O. Krell,** Berlin-Dahlem.

Durch die beiden Vorträge von Ministerialrat Dr. Ellerbeck in der Preußischen Akademie des Bauwesens und gelegentlich der Hauptversammlung des V. d. I. in Mannheim-Heidelberg über das Schiffshebewerk Niederfinow und deren Drucklegung im Mai ds. Js. wurde der Regierungs-Entwurf mit seinen wesentlichen Einzelheiten der Öffentlichkeit übergeben.[1]) Volle Klarheit über die Absichten der Regierung brachte aber erst die am 7. August erfolgte Ausschreibung des Baues mit ihren Technischen Vorschriften und Besonderen Bedingungen.

In § 2 dieser Besonderen Bedingungen ist auch die Einreichung eines Parallelentwurfes vorgesehen, und ich halte es für angezeigt, die hierfür festgesetzten Bedingungen hier im Wortlaut wiederzugeben.

Es heißt da unter k:

„Es wird anheimgestellt, außer einem Angebot gemäß den vorliegenden Verdingungsunterlagen, das in jedem Falle einzureichen ist, ein auf eigenen Entwürfen des Gesamtbaues oder von Einzelbauteilen beruhendes Angebot abzugeben, wenn die Änderungsvorschläge eine Verbilligung des Bauvorhabens erzielen, ohne die Sicherheit und Leistungsfähigkeit zu beeinträchtigen.

Ein solcher Abänderungsvorschlag kann nur berücksichtigt werden, wenn er in gleicher Weise und in gleichem Grade durchgearbeitet ist, wie die dem vorliegenden Verdingungsanschlag beigefügten Unterlagen, und muß bestehen aus:

1. einem ausführlichen Erläuterungsbericht,
2. einem ins einzelne gehenden Kostenüberschlag,
3. den notwendigen statischen und Massenberechnungen in prüfbarer Form und
4. Übersichts- und Einzelzeichnungen.

Ein solcher Entwurf muß ferner folgende Grundbedingungen unbedingt erfüllen:

1. senkrechter Hub,
2. Naßförderung,
3. vollkommener Gewichtsausgleich durch Gegengewichte an Drahtseilen,
4. Sicherung des Schiffstroges bei Gleichgewichtsstörungen in beiden Fahrtrichtungen (Grenzfälle: Trogleerlauf bezw. Kräfte von $^1/_3$ der Größe in entgegengesetzter Richtung),
5. gleiche Hubhöhe und gleiche Abmessungen des Schiffstroges wie bei den vorliegenden Verdingungsunterlagen,
6. keine Grundwassersenkung auf größere Flächen unter NN — 8,0 m,
7. Berücksichtigung der in den T. V. enthaltenen Rechengrundlagen, wie Belastungsannahmen, zulässige Beanspruchungen und Baugrundverhältnisse,
8. bei außergewöhnlichen Bauweisen oder Maschinenteilen Nachweis für ihre Herstellungsmöglichkeit, ihre Haltbarkeit und Zweckmäßigkeit durch amtliche oder leicht nachprüfbare Versuchszeugnisse, durch Hinweis auf bereits bestehende Anlagen gleicher Art und Größe oder sonst in geeigneter Weise,
9. bei Entwürfen von Einzelteilen ist die Rückwirkung der gewählten Änderung gegenüber den vorliegenden Verdingungsunterlagen auf sämtliche anderen Bauteile rechnungsmäßig zu verfolgen. Die hierdurch entstehenden Mehr- oder Minderkosten anderer Bauteile sind eingehend nachzuweisen."

Mit diesen Bedingungen ist tatsächlich ziemlich erschöpfend das umgrenzt, was in dem Regierungs-Entwurf als das Ergebnis einer mehr als dreijährigen, mit großen Mitteln und einem ansehnlichen Stab von Technikern geleisteten Arbeit niedergelegt ist.

Wenn die Regierung, die hier selbst erfahren hat, was es heißt, einen Entwurf wie den für Niederfinow mit allen einschlägigen Versuchen und ihren Überraschungen, Abänderungen, Wiederholungen, kurz mit all den unvorhergesehenen Schwierigkeiten und Verzögerungen durchzuarbeiten, vom Unternehmer verlangt, daß er seinen Alternativentwurf „in gleicher Weise und in gleichem Grade" durcharbeiten soll, wie sie den ihrigen, und es dann noch für möglich hält, daß der Unternehmer diese Leistung in nicht ganz vier Monaten vollbringt, so muß ich ihr das glauben und mich darauf beschränken, dies festzustellen.

Mir ist es jedenfalls unmöglich, und andere Sachverständige würden für eine solche Arbeit die Spanne eines Jahres für angemessen halten.

Es kann also nicht davon die Rede sein, daß die Regierung der deutschen Ingenieurwelt durch die Ausschreibung vom 7. August 1927 und den Einreichungstermin vom 1. Dezember ds. Js. Gelegenheit gegeben habe, ihr letztes Wort zu dem großen Problem von Niederfinow zu sprechen.

So gern ich mit der sachlichen Wucht eines gediegen durchgearbeiteten Gegenentwurfes Kritik geübt hätte an dem Entwurf, dem Loebells Idee (mit Drehriegel und Federung der Ritzel) den Stempel aufgedrückt, so sehe ich mich jetzt dazu genötigt, dies mit den sehr viel schwächeren Argumenten zu tun, die ich bisher gesammelt habe, die aber, wie ich trotzdem hoffe, genügen werden, um die wesentlichen Unterschiede zwischen dem Loebellschen Antrieb und meinem Vorschlag klar hervortreten zu lassen.

Bevor ich nun zu meinen vergleichenden Ausführungen übergehe, bemerke ich, daß ich am 1. Oktober 1926 aus den Siemens-Schuckertwerken ausgeschieden bin und gerade bezüglich des Schiffshebewerkes schon geraume Zeit vorher jede Fühlung mit der Gesellschaft und den übrigen Konzernfirmen verloren habe. Wenn ich mich nunmehr entschlossen habe, in einer kritischen Abhandlung meinen Vorschlag der Lösung mit Drehriegel gegenüberzustellen, so trage ich hierfür die Verantwortung als Privatmann ganz allein. Lediglich die Freude an einer technisch ausgeglichenen Lösung und die Befriedigung, für ein in sich abgerundetes, von einheitlichem Geiste durchdrungenes Ingenieurbauwerk von der technischen Vielseitigkeit und allgemeinen Bedeutung wie das Schiffshebewerk Niederfinow einzutreten, veranlaßten mich schon früher zur Veröffentlichung meiner Studie und drücken mir auch jetzt wieder die Feder in die Hand.

Meine Studie ist ein Beweis dafür, wie wenig ein Konstrukteur auf den läuternden und befruchtenden Einfluß einer sachlichen Kritik von außen verzichten kann. Wer sich die Mühe nimmt, meinen zweiten Vorschlag mit der ersten Fassung[2]) zu vergleichen, wird den beträchtlichen Unterschied zwischen beiden ohne weiteres erkennen. Dieser Unterschied ist sogar so groß, daß ich eigentlich Bedenken tragen müßte, den Vorschlag noch den meinigen zu nennen. Wenn ich es im folgenden trotzdem tue, so geschieht es nur der Kürze wegen. Gerade aber wegen des großen Unterschiedes zwischen den beiden Vorschlägen bedaure ich es besonders lebhaft, daß versehentlich die unrichtigen Zeichnungen in den Ellerbeckschen Vortrag Eingang gefunden haben.

Die Vorschrift, daß den Seilen nur eine Funktion übertragen werden dürfe und daß die Sperrung des Troges im Katastrophenfall durch eine vom übrigen Antrieb gänzlich getrennte Vorrichtung zu geschehen habe, engt die freie Auswirkung der gestaltenden Kraft des Konstrukteurs ein. Besonders bei einer Aufgabe, die so hohe Anforderungen an die Vielseitigkeit des Ingenieurs stellt, wie die vorliegende, ist es ganz unmöglich, so generelle Festsetzungen in ihrer Tragweite und ihren konstruktiven Folgen von vornherein sicher zu überblicken.

Als ich nach dem Kriege mich pflichtgemäß mit dem Schiffshebewerk bei den Siemens-Schuckertwerken zu befassen hatte, war meine erste Frage: „Wenn man schon so viele Seile zur Verfügung hat, um den Trog gleichmäßig in seiner ganzen Länge zu halten, warum benutzt man nicht dieselben vielen Seile, um ihn auch damit zu bewegen und im Katastrophenfalle zu sperren, was doch am nächsten liegen würde?" Da wurde mir die knappe Antwort: „Weil es verboten ist. Für diese Zwecke wird unbedingt eine besondere, unabhängige Einrichtung verlangt." Als Konstrukteur konnte ich aber dem Reiz nicht widerstehen, das Problem des Schiffsaufzuges ohne Einengung durchzudenken, und so entstand meine Studie.

Da meine Veröffentlichungen schon geraume Zeit zurückliegen, während der Entwurf der Verwaltung durch die jüngsten Vorträge noch in frischer Erinnerung ist, möchte ich die wesentlichen Merkmale meines letzten Vorschlages ganz kurz ins Gedächtnis zurückrufen.

Der etwa 3600 t schwere[3]), gefüllte Trog hängt an 320 Stahl-

[1]) „Die Bautechnik" 1927, Heft 26. — Der Regierungs-Entwurf wurde unter Verwendung des Loebellschen Patentes (D. R. P. 380 377) für die Sperrvorrichtung aufgestellt.

[2]) Erste Fassung „Die Bautechnik" 1925, Heft 37; zweiter Vorschlag „Die Bautechnik" 1926, Heft 17.

[3]) Die Zahl 3600 habe ich dem vorhandenen Entwurf entnommen, obwohl sie für den auf Biegung durch die Übergewichte berechneten Trog gilt. Mein Trog würde erheblich leichter ausfallen. Der im Loebellschen Entwurf vorgesehene Trog wird mit 4200 t eingesetzt.

seilen von vierfacher Bruchsicherheit, die in 32 Gruppen auf ebenso viele einzeln elektrisch angetriebene, mit selbstsperrenden Schneckenvorgelegen versehene Doppelwindwerke verteilt sind, deren Trommeln sie in $3^1/_2$facher Umschlingung reibungsschlüssig umspannen (Abb. 1). Die Eckwinden sind, statt mit reibungsschlüssigen Seilen, um Seil-Schlupf und Dehnung auszuschalten, mit Gallschen Ketten belegt (Abb. 2). Die Gleichstrom-Elektromotoren sind im Anker und im Feld hintereinandergeschaltet und gewährleisten dadurch für alle Betriebsverhältnisse untereinander genau gleiche Zugkraft, d. h. gleiche Seilspannung in den Gruppen. Durch die Ward-Leonard-Schaltung ist eine ganz allmähliche Steigerung des Motoren-Drehmomentes und damit die Vorbedingung für ein ideal sanftes Anfahren und präzises Einfahren aus den und in die Endlagen sichergestellt (Abb. 3). Im Katastrophenfalle stoppen sämtliche Motoren gleichzeitig ohne jeden toten Gang ihre selbstsperrenden Getriebe. Der zur Parallelführung des Troges notwendige Zwang- und Gleichlauf ist durch eine früher eingehend beschriebene auf dem Prüffelde der Siemens-Schuckertwerke erprobte und vorgeführte elektrische Einrichtung gesichert. Auch dafür ist die Schaltung in Abb. 3 enthalten. In dem elektrischen Schaltungsschema sind nur die vier Eckwinden im Zwanglauf geschaltet; in dem Grundriß Abb. 2 sind an jedem Trogende vier Winden zu diesem Zweck benutzt und deshalb mit Ketten belegt. Das beim Leerlaufen des Troges entstehende Übergewicht der Gegengewichte wird infolge des Reibungsschlusses der Seile unmittelbar von den Winden aufgenommen, während der leere Trog ebenso wie der gefüllte, die Seile auf seiner ganzen Länge gleichmäßig nur mit seinem Gewicht belastend, an ihnen hängt.

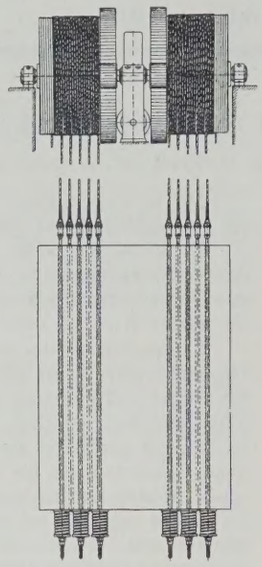


Abb. 1.

einfacher(!) Weise in Niederfinow die $16^1/_2$fache Last auf doppelte Höhe zu heben." Aus welchen technischen Gründen, wird nicht mitgeteilt, dagegen geht diesen Worten voraus, daß „bei der für Niederfinow in Aussicht genommenen Anordnung die Gegengewichte mit ihren Seilen und Rollen nur eine Aufgabe haben sollen(!), nämlich die der Auswuchtung".

Ich sehe in meinem Vorschlag nichts anderes als eine dem inzwischen gemachten technischen Fortschritt und den bedeutend größeren Maßverhältnissen angepaßte, sinngemäß ausgebaute Weiterbildung der in Anderton mit Erfolg zur Anwendung gebrachten Grundideen, ohne daß diese mir bekannt gewesen wären. Das Einfache und Natürliche liegt eben in der Luft.

Mein Vorschlag ist nun durch den Ellerbeckschen Vortrag abgelehnt und diese Ablehnung damit begründet worden, daß „es zweckmäßig erscheint, den Drahtseilen nur eine Funktion der Verbindung zwischen Trog und Gegengewichten zu übertragen und dabei im Gegensatz zu dem Krellschen Entwurf vom Schlupf und von der Reckung der Seile möglichst unabhängig zu bleiben".

Mit dieser Ablehnungsbegründung muß ich mich zunächst eingehender befassen. Dazu ist es notwendig, sich darüber zu einigen, was es heißt: einem Seil wird „eine Funktion" oder werden „mehrere Funktionen" übertragen. Ich verstehe darunter, daß eine einem Seil übertragene Funktion auch in einer entsprechenden besonderen Belastung oder Beanspruchung des Seiles zum Ausdruck kommen muß. Definiert man so — und ich glaube, daß diese Definition nichts Gezwungenes an sich hat —, so stellt sich heraus, daß gerade bei dem Trog-Antrieb nach Loebell den Seilen mehrere „Funktionen" zugewiesen werden, von denen sie bei meinem Vorschlag vollständig befreit sind.

Diesen immer wieder vorgebrachten Einwand hoffe ich nunmehr an Hand einer schematisch zeichnerischen Darstellung endgültig klarstellen zu können. In Abb. 4 bedeuten die Bezeichnungen S die Seilsteifigkeit, die auch schematisch bei dem auflaufenden und ablaufenden Seil übertrieben angedeutet ist, R die Lagerreibung, b die Beschleunigungskraft für die Seilrollen (bezw. Seiltrommeln); $2 \times B/2$ die Beschleunigungskraft für Trog und Gegengewichte.[4])

Bei dem Antrieb nach Loebell wird bei der Talfahrt (Abb. 4, Mitte) der

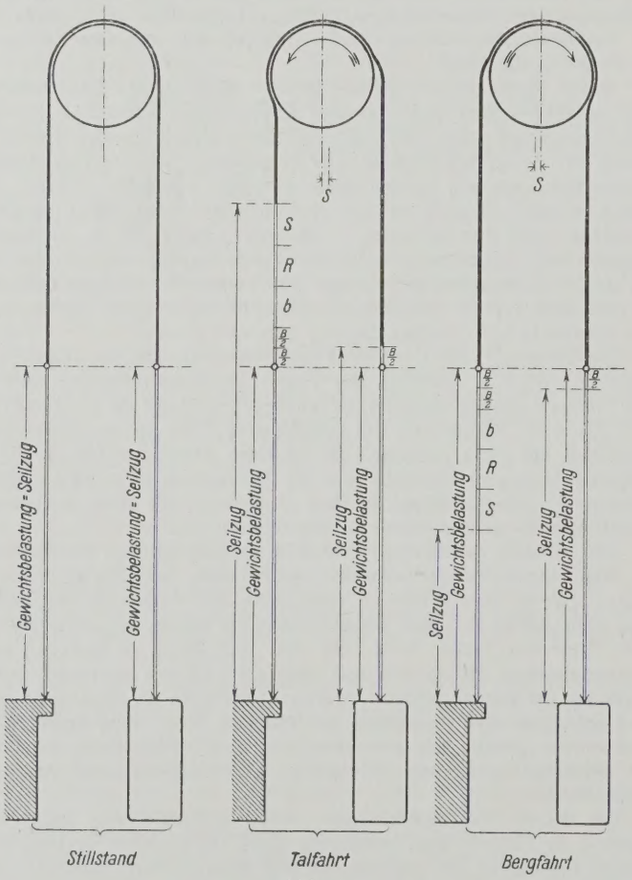


Abb. 4.
Regierungs-Entwurf.

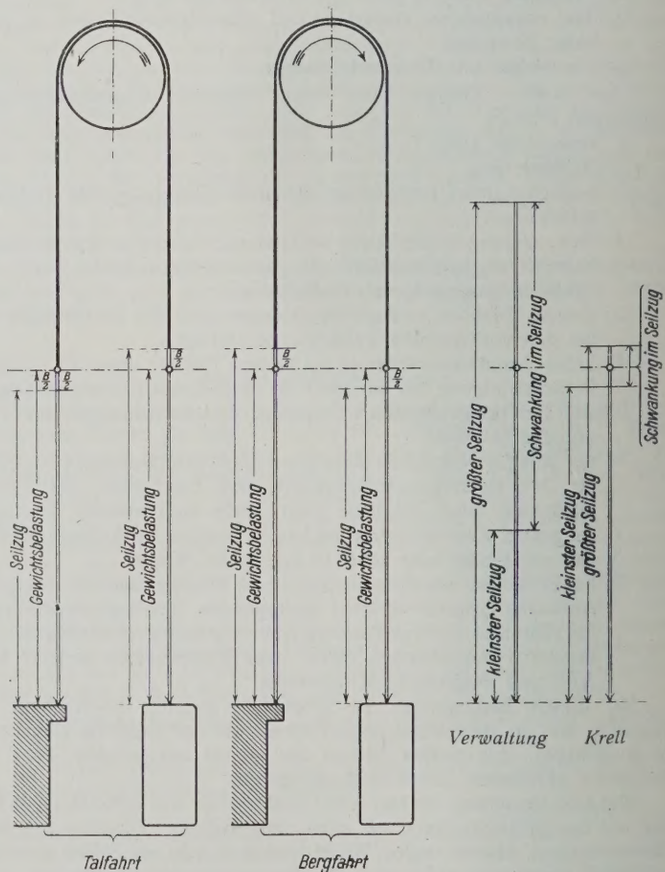


Abb. 5.
Vorschlag Krell.

Übrigens bespricht der Referent gleich zu Anfang seines Vortrages die Anordnung des Hebewerkes in Anderton (England), das ebenfalls mit einer Trogauswuchtung mittels Seile und Gegengewichte arbeitet und bei dem die Seile auch alle Aufgaben übernehmen, die ihnen zuzuweisen der Konstrukteur für zweckmäßig befunden hat. „Leider", so äußert sich der Referent in seinem Vortrag, „wird es nicht möglich sein, in gleich

auf die Gewichtsbelastung zurückzuführende Seilzug um die Kräfte $2 \times B/2 + R + b + S$ vermehrt, d. h. mit der Summe dieser Kräfte muß der

[4]) Die Kräfte $S, b, R, B/2$ sind nicht maßstäblich aufgetragen, weil es sich hier nicht um eine Wertung, sondern nur um eine Aufzählung der „Funktionen" handelt.

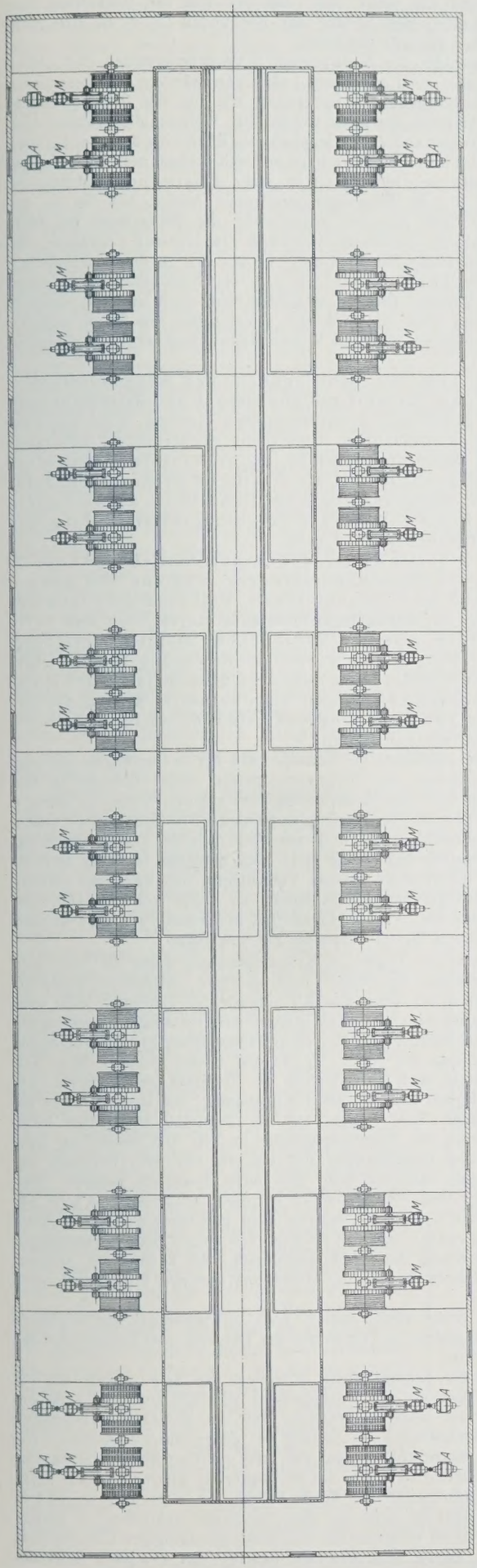
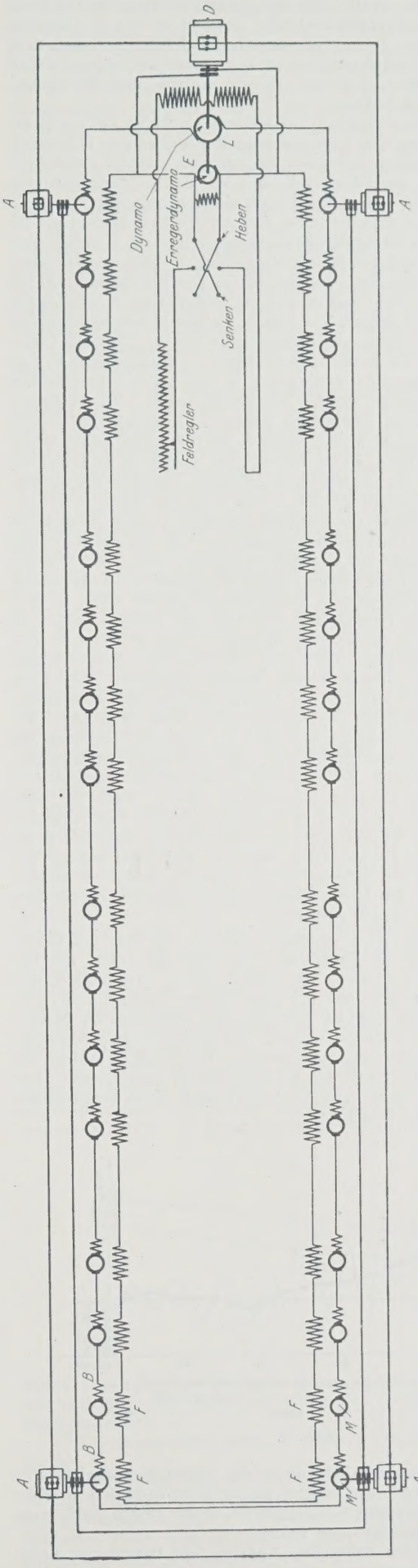


Abb. 2. Grundriß des Schiffshebewerkes, Seil- und Kettenwindenanordnung.



M Windwerkmotoren, Anker in dem Ankerstromkreis der Spannungsdynamo (*L*) hintereinander geschaltet.
B Lösungsbremsen im Ankerstromkreis.
E Erregledynamo für die Spannungsdynamo, gleichzeitig Dynamo für die Motorenfelder.
F Feldwicklungen der Motoren hintereinander gespeist von der Erregerdynamo (*E*).
A Ausgleichmaschinen zur elektrisch zwangläufigen Verbindung der Eckwinden. Die Windenmotoren sind wie bisher im Ankerstromkreis hintereinander geschaltet, mechanisch aber vollkommen frei, nur die Eckwinden elektrisch zwangläufig gesteuert.
D Drehstromgenerator zur Speisung der Statoren der Ausgleichmaschinen.

Abb. 3. Schaltbild des elektrischen Antriebes für das Schiffshebewerk. (Zweiter Vorschlag Krell.)

auf Trog durch die Antriebsritzel heruntergedrückt werden. Bei der Bergfahrt (Abb. 4, rechts) muß umgekehrt auf der Trogseite der aus der Gewichtsbelastung herstammende Seilzug um dieselben Beträge vermindert, d. h. der Trog durch die Ritzel angehoben werden, damit die Gegengewichte ein Übergewicht erhalten, mit dem sie die Anfahr- und Bewegungswiderstände überwinden können.

Im Gegensatz hierzu werden bei meinem Vorschlag die zur Überwindung der Widerstände *R*, *b*, *S* erforderlichen Kräfte überhaupt nicht durch die Seile, geschweige denn durch den Trog geleitet, sondern unmittelbar ohne jeden Umweg dem Windwerk da, wo die zu überwindenden Widerstände entstehen, durch die Elektromotoren zugeführt (Abb. 5). — Aber nicht nur die Seile werden bei dem Antrieb nach Loebell auf der Trogseite viel größeren Belastungsschwankungen ausgesetzt, sondern auch der Trog selbst. Die von den Ritzeln abzugebenden Kräfte werden nämlich zunächst durch den Trog geleitet bis zu den Befestigungspunkten der Seile, dann in die Seile, dann durch die Seilscheiben zu den Lagern und außerdem über die Seilscheiben hinweg zu den zu beschleunigenden Gegengewichten. Für derartige Anordnungen hat der Techniker den treffenden Ausdruck: „die Kräfte spazierenführen". Dieses Umleiten von Kräften ist aber, abgesehen davon, daß es an sich eine konstruktive Schwäche bedeutet, nicht so harmlos, wie es den Anschein hat, besonders wenn das ganze System empfindlich gegen Schwingungsimpulse und Resonanzen ist, und das ist beim Drehriegel mit federndem Antriebsritzel in hohem Maße der Fall. Wenn nämlich die gesamten Anlaufswiderstände, insbesondere die Lagerreibung der Ruhe, dadurch überwunden werden müssen, daß Zwischenglieder — wie Trog und Seile — erst gewissermaßen mit elastischer Vorspannung aufgeladen werden müssen, bis Bewegung und damit Entspannung erfolgt, so wird das Auftreten von Schwingungserscheinungen und Resonanzen unvermeidlich. Das sind die Schwingungen, die das empfindliche Torsions-Dynamometer so anschaulich in dem allmählich abklingenden Schwingungsdiagramm (Abb. 6 dem Ellerbeckschen Vortrage entnommen) zum Ausdruck bringt. Leider ist die lehrreiche Schaulinie nicht weiter fortgesetzt, aber ich vermute, daß die Schwingungen überhaupt nicht ganz verschwinden, sondern durch den elastischen Antrieb immer wieder Impulse bekommen. Für diese Schwingungen so ohne weiteres die Unzulänglichkeit des elektrischen Antriebes allein verantwortlich zu machen, halte ich für bedenklich. Ich bin vielmehr der Überzeugung, daß auch die sanfteste Steigerung der Anzugskraft an diesen elastischen Vorspannungsverhältnissen wenig ändert, die eben in der mechanisch-elastischen Anordnung und in dem Umleiten der Kräfte über große Umwege ihren Grund haben. Auch die, was sanfte Steigerung des Drehmomentes anlangt, ideale Ward-Leonard-Schaltung kann keine Wunder wirken. Auch sie kann den im System liegenden Übelstand der Vorspannung und der mehr oder weniger ungedämpften Entspannung elastischer Zwischenglieder höchstens mildern, aber nicht beseitigen. Ein Versuch hätte dies höchstwahrscheinlich auch schon am Eberswalder Modell gezeigt.

In der Fußnote 24 seines Vortrages weist der Referent mit vollem Recht darauf hin, daß die Verhältnisse am Teilmodell nicht mit der späteren Wirklichkeit in Einklang zu bringen waren. Man braucht sich ja nur zu vergegenwärtigen, daß bei einer linearen Reduktion von 1 : 5 die Flächen im Quadrat und die Volumina und somit auch die Massen nach der dritten Potenz reduziert werden. Das letztere ist ganz besonders unangenehm, wenn Schwingungserscheinungen in so großem Umfang die Versuchsergebnisse beherrschen wie bei dem Antrieb nach Loebell. Das gefühlsmäßige Urteil versagt und das Suchen nach einem einigermaßen brauchbaren Maßstab ist vergeblich.

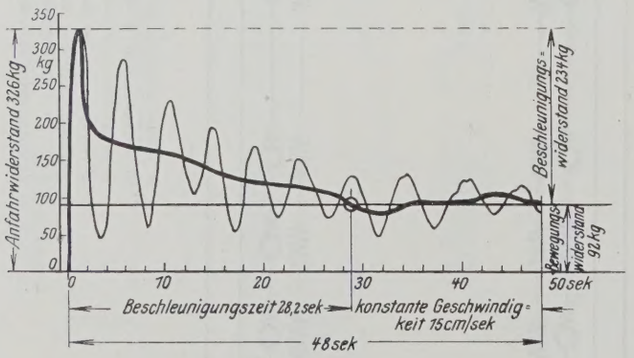


Abb. 6.

Einen Schluß kann man allerdings mit großer Wahrscheinlichkeit verbindlich daraus ziehen: daß nämlich die am Teilmodell in 1 : 5 schon nicht restlos zu beseitigenden Schwierigkeiten in der großen Ausführung überhaupt nicht zu bewältigen sein werden.

Der im vorstehenden behandelte Antrieb des Hebewerkes bietet die hauptsächlichste Gelegenheit, den Seilen verschiedene „Funktionen" zuzuweisen, und ich stelle fest, daß der von der Verwaltung vorgeschlagene Antrieb den Seilen vier Funktionen (*S*, *b*, *R*, *B*/2) mehr zuweist, als dies von mir geschieht.

Die in den Abb. 4 u. 5 dargestellten Verschiedenheiten der beiden Antriebe sind aber noch aus einem anderen Grunde von ganz besonderer, und zwar ausschlaggebender Bedeutung, die bei der Prüfung meines Vorschlages vermutlich übersehen worden ist. Während die erwähnte Vorspannung des Troges und der Seile, sowie des Ritzels bei dem Antrieb nach Loebell elastischen Charakter trägt und sich deshalb nach Überwindung des Widerstandes der Ruhe auch in einer elastischen Entspannung auswirkt (Abb. 6), die Schwingungstendenzen zeitigt, hat das in den Elektromotoren beim Anlassen entstehende, die Widerstände der Ruhe direkt überwindende Drehmoment keinen elastischen Charakter. Die elastische Vorspannung der Seile usw. verhält sich zu dem unelastischen Drehmoment der Elektromotoren, wie z. B. ein Druckluftkolben zu einem hydraulischen Kolben. Dieser Unterschied wird noch verstärkt dadurch, daß die Motoren beim Anlaufen sich sofort selbst den Strom herunterdrosseln und außerdem durch die Schwungradwirkung der Anker dämpfend wirken.

Während also die Schwingungs- und Resonanzerscheinungen bei dem Entwurf mit Drehriegel und Ritzelfederung den Betrieb grundsätzlich beherrschen müssen, wird bei dem auf viele Elektromotoren verteilten elektrischen Leonardantrieb eine Dämpfung erreicht, die sich insofern besonders wirkungsvoll gestaltet, als die elastische Beanspruchung der Seile auf das überhaupt mögliche Mindestmaß, nämlich allein auf die Beschleunigung und Verzögerungskraft für Trog und Gegengewichte beschränkt wird.

Daraus ergibt sich weiter, daß bei dem Antrieb nach Loebell die vorhandene Schwingungstendenz während des ganzen Hubes dauernd neue Nahrung erhält, weil auch die Kräfte zur Überwindung der **Bewegungswiderstände** durch Trog und Seile geleitet werden müssen, während bei meinem Vorschlag, nachdem die Massen sich einmal in Bewegung (Beharrungszustand) befinden, die Seile nur durch die konstante Gewichtsbelastung beansprucht werden, aber keinerlei Kräfte, die zur Überwindung von Bewegungswiderständen nötig sind, durch sich hindurchzulassen haben.

Man könnte angesichts der Tatsache, daß der in Bedrängnis geratene Maschinenkonstrukteur des Drehriegels zuletzt seine Zuflucht zu den elektrischen Minimal- und Maximalautomaten nehmen mußte, als Elektrotechniker eine gewisse Genugtuung empfinden. Die Rolle eines Lückenbüßers aber entspricht gerade in diesem Falle nicht der Entwicklungsstufe, auf der die Elektrotechnik heute steht. Ich betrachte es daher auch als ein modernes Kennzeichen meines Vorschlages, daß dabei der Elektrotechniker in völliger Gleichberechtigung zu Worte kommen soll, und zwar mit gutem Recht, weil die Elektrizität in diesem Falle eine Aufgabe vorfindet, die ihrem Wesen besonders gut entspricht.

Die Sperrung des Troges im Katastrophenfalle durch die Seile wird offenbar bei meinem Vorschlage auch als eine „zusätzliche Funktion" empfunden. Nach der oben von mir aufgestellten Definition nicht ganz zu Recht; denn die zum Festhalten erforderliche mehrfache Umschlingung der Trommeln im Reibungsschluß bedeutet keine zusätzliche Mehrbelastung oder Beanspruchung der Seile. Sie werden einmal gebogen beim Auflaufen und einmal beim Ablaufen von der Trommel, genau ebenso, wie bei den losen Rollen bei $^1/_2$facher Umschlingung; im übrigen liegen die reibungsschlüssigen Seile ruhiger auf der Trommel, sie gleiten nicht. Nur eine Änderung des Spannungsgefälles im Seil vom leeren Trog über die Trommel zum Gegengewicht tritt ein, die sich aber innerhalb der Gewichtsbelastung hält, die Seile also nicht zusätzlich belastet. Man darf also sagen, diese außerordentlich wichtige, konstruktiv so sehr umstrittene „Funktion" der Seile bekäme man gewissermaßen bei meinem Vorschlage umsonst; lediglich um den Preis einiger Seilumschlingungen mehr zur Herstellung des Reibungsschlusses. Ich komme am Schlusse meiner Ausführungen auf diesen Hauptpunkt meines Vorschlages noch zurück.

An dieser Stelle bleibt jedoch noch zu behandeln die angeblich geringere Abhängigkeit des Entwurfes der Behörde vom Schlupf und der Reckung der Seile.

Ein einseitiger Schlupf (bezw. Kriechen) der Seile — und nur ein solcher könnte doch für eine Beanstandung in Frage kommen — ist bei meinem Vorschlage nicht zu erwarten. Wie aus der Abb. 5 hervorgeht, werden die Schwankungen im Seilzug bei genau ausgewuchtetem Trog lediglich durch die Beschleunigung von Trog und Gegengewichten hervorgerufen und verteilen sich, was das Wichtigste ist, gleichmäßig auf beide Seiten vom Windwerk. Sollte durch Fahren mit nicht ausgewuchtetem Trog ein Kriechen der Seile auf den Trommeln stattfinden, so könnte dieses wegen des im Vergleich zur Gesamtlast geringfügigen Übergewichts auch nur ganz gering sein, und eine Reserve von $1^1/_2$ bis 2 Gewindegängen nach beiden Seiten auf den Rillentrommeln würde sicher für

lange Zeit ausreichen. Ein Nachstellen bezw. Nachschrauben der Trommeln in die Gewindegänge der Seile würde, falls notwendig, in der einfachsten Weise dadurch stattfinden können, daß durch Unterbauen des in Frage kommenden Gegengewichtes die Seile der Gruppe vollständig entlastet und schlaff gemacht würden, um die Trommeln von Hand (!) wieder richtig einstellen zu können, wobei auch die Reserve am anderen Ende der Trommel in Anspruch genommen werden könnte, so daß 3 bis 4 Gewindegänge für die nunmehr bekannte Kriechrichtung zur Verfügung ständen, bis ein neues Einstellen erforderlich wird.

Was endlich das „Recken" der Seile anlangt, so nehme ich an, daß mit dieser Bemerkung des Referenten auf die Ausführungsungenauigkeit der Trommeln und Seile Bezug genommen werden soll. Für mich steht es jedenfalls außer Zweifel, und anerkannte Sachverständige teilen mit mir diese Überzeugung, daß Trommeln und Seile in einer für den beabsichtigten Betrieb voll ausreichenden Genauigkeit unschwer hergestellt werden können, und daß Vorschriften für die Ausführung genügen würden, die nicht im entferntesten an die kaum erfüllbaren Genauigkeitsforderungen für Mutterbacken und Zahnstockleitern heranzureichen brauchten. Die unvermeidlichen Ausführungsungenauigkeiten können mit vollem Erfolg durch die Anbringung einer etwas reichlicher bemessenen zusätzlichen Federung an den Enden der Seile unschädlich gemacht werden.

Wenn aber diese Frage wirklich als eine offene zu betrachten war, dann wäre es wichtig genug für die ganze Hebezeugtechnik gewesen, sie gleich in Verbindung mit der Anordnung der parallelgeschalteten Seile durch eine Probeausführung in wahrer Größe und in einem Dauerbetrieb zu untersuchen. Ein solcher Versuch würde z. B. gewiß verlangt werden bei der Einreichung meines Vorschlages als Parallelentwurf. Er würde aber 6 bis 8 Monate in Anspruch nehmen.

Ich möchte übrigens nicht den Eindruck erwecken, als hielte ich meinen Vorschlag überhaupt für frei von jedem Nachteil. Dem stehen zwei Gründe entgegen. Erstens konnte ich nicht die Zeit und Gründlichkeit aufbringen, um die Durchbildung meiner Studie bis zum Entwurf zu führen, wie dies der Verwaltung möglich war, und zweitens handelt es sich bei meinem Vorschlag genau ebenso um einen Kompromiß, wie bei allen unseren Konstruktionen. Nur gerade den von Dr. Ellerbeck angezogenen und als Grund für die Ablehnung angeführten Mängeln vermag ich — soweit ich sie überhaupt als Mängel anerkennen muß — im Vergleich zu den großen Vorteilen grundsätzlicher Art keine ausschlaggebende Bedeutung zuzubilligen.

Aus der Anordnung von Wagebalken und Spannschlössern zur Aufhängung der Gegengewichte geht hervor, daß meine verschiedenen Ausführungen über diesen Punkt bis jetzt nicht überzeugend gewirkt haben. Zuletzt habe ich mich in einem Fachbericht auf der Tagung des Verbandes Deutscher Elektrotechniker im Juni 1926 in Wiesbaden darüber geäußert.[5]) Wenn es sich hier nur um einen theoretischen Vorschlag von mir handelte, würde ich es bei den bisher mißlungenen Versuchen, damit durchzudringen, bewenden lassen. So gilt es aber, einem technisch wertvollen, eleganten Prinzip zur Anerkennung zu verhelfen, mit dem in Amerika an den Aufzügen für die Hochhäuser gute Erfahrungen gemacht worden sind. Dort sind 6 bis 8 Stahlseile ohne Spannschlösser, lediglich unter Verwendung von zusätzlichen Federn an den beiden Enden, wie von mir vorgeschlagen, parallelgeschaltet. Ich möchte deshalb den Kampf für die in dieser Weise parallelgeschalteten Seile noch nicht aufgeben und zur Klärung der Verhältnisse auf eine Einrichtung hinweisen, die die Siemens-Schuckertwerke seinerzeit auf meine Veranlassung zum Patent angemeldet haben. Denkt man sich, wie in Abb. 7 dargestellt, an einem Gewicht L unter Vermittlung einer exzentrisch gelagerten Rolle r zwei gleichkonstruierte, gleichvorgereckte Seile a und b, jedes mit der Rolle r unter dreiviertel Umschlingungen fest verbunden, dann wird, wenn sich das eine Seil b' mehr dehnt als das andere a', für dieses Seil durch die exzentrische Verdrehung der Rolle der Hebelarm l_2, an dem es angreift, größer, es wird entlastet, bis die Drehmomente (Seilzug × Hebelarm), die die beiden Seile ausüben, gleich und entgegengesetzt werden ($a' \times l_1 = b' \times l_2$). Das schwache, d. h. nachgiebigere Seil, in unserem Falle b', zieht am großen Hebelarm l_2, das starke, d. h. weniger nachgiebige Seil a', am kleinen Hebelarm l_1, und so verteilt sich die Belastung ganz gerecht im Verhältnis der tatsächlichen Tragfähigkeit.

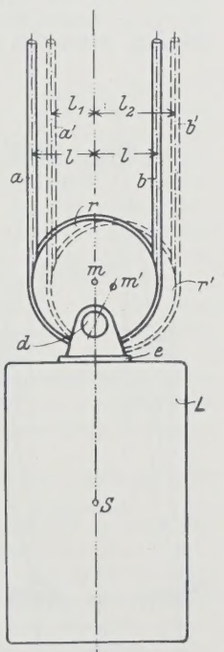


Abb. 7.

Von da ab bleibt die Dehnung beider Seile bei weiter wachsender Belastung gleich. Den gleichen Effekt erzielt man durch Parallelschaltung von Seilen. Sobald sich ein schwächeres Seil mehr dehnen will als die anderen, wird es entlastet, und zwar ganz selbsttätig um so viel, als seiner geringeren tatsächlichen Tragfähigkeit entspricht, die sich durch größere Nachgiebigkeit bemerkbar macht. Die anderen Seile (Abb. 1) übernehmen selbsttätig den Lastanteil, den das schwächere Seil ohne zu simulieren nicht zu tragen vermag. Selbstverständlich gilt das nur für elastische Seile. Aber so viel Elastizität steckt in jedem Seil, das 50 m lang ist, und was ein solches Seil an Elastizität nicht hergeben sollte, müßte eben dann die zusätzliche Federung zuschießen.

Wenn die elastischen Seile mit dieser ihrer wunderbaren Eigenschaft dem Konstrukteur so hilfreich die Hand zu einer einfachen, eleganten Konstruktion bieten, so vermag ich nicht diese Hand auszuschlagen. Der Konstrukteur der amerikanischen Aufzüge mit den bewährten parallelgeschalteten Seilen wird sich beim Anblick der vielen Wagebalken und Spannschlösser in Niederfinow vergeblich fragen, warum die Erkenntnis von dem günstigen Verhalten langer Stahlseile nicht auch beim deutschen Ingenieur durchgedrungen ist.

Und was kostet dieser überflüssige Aufwand! Nicht nur an Geld, sondern auch an Wartung! Wie groß müssen denn die Abweichungen sein, bis nachgestellt werden muß? Wie verteilt sich nach dem Nachstellen die Gesamtlast auf den Rahmen? usw. Man wird gewiß sehr bald zu der Einsicht kommen, daß es auch ohne Wartung geht, wird die Wagebalken schief stehenlassen, die Spannschlösser nicht mehr nachspannen und auf diesem, allerdings etwas kostspieligen Umweg zu der von mir vorgeschlagenen Parallelschaltung der Seile kommen. Niemandem wird es einfallen, die exzentrische Rolle wirklich auszuführen, weil eben elastische Seile sich von selbst den Ausgleich schaffen.

Es ist unverständlich, weshalb gerade in diesem Falle der Techniker, der doch sonst gewöhnt ist, sich wirklichkeitsgemäß einzustellen, bisher sich nicht dazu entschließen konnte, die verschiedene Dehnung gleichkonstruierter, gleichdimensionierter und mit der gleichen Last beschwerter Seile als den Ausdruck verschiedener Tragfähigkeit zu betrachten, und diesen praktisch weniger tragfähigen Seilen auch weniger an Last aufzubürden. Statt dessen quält sich der Konstrukteur mit allen möglichen umständlichen und kostspieligen, eine fortwährende Überwachung heischenden Einrichtungen, den Seilen, trotz der deutlichen Sprache die sie reden, eine wirklichkeitsfremde theoretische Parität in der Verteilung der Last aufzunötigen.

Von dem Drehriegel ist behauptet worden, daß er bei einem Unfall deshalb mit großer Wahrscheinlichkeit funktionieren würde, weil „alle Teile der Vorrichtung dauernd in Betrieb seien". Das trifft nicht zu. Der Trog wird für gewöhnlich eben gerade nicht mit dem Drehriegel stillgesetzt. Man bietet im Gegenteil alles auf, um den Drehriegel im Regelbetrieb nur leer ohne Berührung mit dem Mutterbackengewinde mitlaufen zu lassen. Deshalb können die Flanken der Schraubengänge am Drehriegel mit denen der Mutterbacken sich nicht so aufeinander einlaufen, wie dies bei dauernd im Betrieb befindlichen Schneckentrieben der Fall ist. Derart in den Regelbetrieb nicht mit einbezogene Sicherungseinrichtungen versagen erfahrungsgemäß im Bedarfsfalle, wenn sie nicht gar, wie vorgekommen, als Ursache für die Katastrophe angesprochen werden müssen.

Ganz anders bei meinem Vorschlage. Hier sind die Schneckenvorgelege dauernd im Betrieb, Schnecke und Schneckenrad aufeinander eingelaufen, und das Stillsetzen des Troges geschieht in den Endstellungen beim Regelbetrieb in genau derselben Weise, wie das Stillsetzen des

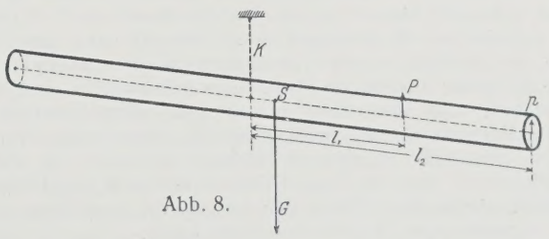


Abb. 8.

leeren Troges im Katastrophenfalle, so daß bei jedem Hub dieselben mechanischen und elektrischen Teile in Tätigkeit kommen, wie im Katastrophenfalle.

Das Unklarwerden einer Einrichtung muß also sofort bemerkt werden.

Niemandem wird es einfallen, den aus dem Gleichgewicht gekommenen Balken in Abb. 8 durch Ansetzen der großen Kraft P am kleinen Hebelarm l_1 wagerecht stellen zu wollen. Jedermann wird instinktiv am äußersten Ende zufassen, um an dem großen Hebelarm l_2 mit der geringsten Kraft p auszukommen. Für die Parallelführung des Troges hat man aus demselben Grunde an den äußersten Enden anzufassen.

[5]) S. „VDE", Fachberichte der XXXI. Jahresversammlung des Verbandes Deutscher Elektrotechniker in Wiesbaden 1926, S. 45 u. 46.

Die Verwaltung jedoch muß Antrieb und Sperrung an $^1/_4$ und $^3/_4$ der Troglänge legen, um beim Antrieb die Umwege für die Antriebskräfte nicht zu groß zu bekommen, um die Verbindungswellen für den Zwanglauf der Elektromotoren nicht zu lang machen und sich dadurch mit ihrer Federung abfinden zu müssen, und vor allen Dingen, um die Biegungsmomente der im Katastrophenfalle mit 2500 t am Trog angreifenden Übergewichte möglichst zu verringern.

Da mein Vorschlag auf alle diese Verhältnisse keine Rücksicht zu nehmen braucht, können bei ihm die Angriffspunkte für die Parallelführung an die Trogecken gelegt werden, wo sie hingehören.

Von einer wirklich zwangläufigen Parallelführung des Troges kann bei dem Antrieb nach Loebell nicht gesprochen werden, weil die Ritzel, die einzigen Organe, die bei ihm hätten hierzu benutzt werden können, federnd gelagert sein müssen. Der Trog kann sich leicht um 10 cm an den Enden schräg stellen. Dann sitzen auch die mit 50 statt mit 30 mm Spielraum ausgeführten Drehriegel auf den Mutterbacken auf. Es braucht z. B. nur an der Verbindung des Troges mit der Wasserhaltung ein Widerstand aufzutreten, der die Vorspannung von 30 t an den Ritzeln überwindet — und an dem langen Hebelarm gehören dazu nur je 15 t — so setzen die Drehriegel auf. Dabei tritt noch der weitere Nachteil auf, daß der zum Troge schräggestellte Wasserspiegel im Sinne der störenden Kräfte und noch dazu mit labilem[6]) Charakter wirkt, wenigstens so lange, bis das Wasser am tieferen Trogende beginnt überzufließen.

Die Gleichgewichtsstörung, die diesem Zustande entspricht, beträgt 11 300 tm, was einer Kraft an jedem Ende des Troges von ± 133 t und an den Ritzelpaaren von 263 t entspricht, der nur 60 t an den Ritzeln als Vorspannung gegenüberstehen. Ein solches Kippen des Troges kann auch im Stillstand eintreten. Gegen solche Kräfte aber, hinter denen außerdem noch so gewaltige Massen wuchten, gibt es keine Führungen, die halten.

Man sieht, das etwaige Wogen des Wassers in der Längsrichtung des Troges ist angesichts der federnd nachgiebigen Parallelführung des Troges sehr bedenklich und läßt sich in seinen Folgen vorläufig gar nicht überblicken. Auch diese Verhältnisse konnten an dem Teil-Modell nicht ausreichend studiert werden.

Über die elektrische Sicherstellung des Gleichlaufes der Antriebsmotoren hatten die Siemens-Schuckertwerke auf ihrem Prüffeld eine Versuchseinrichtung aufgebaut, und in monatelangem Betrieb eingehende Studien damit gemacht. Ich habe in meiner langen Berufstätigkeit keinen zweiten Versuch von so handgreiflichem Erfolg und so überzeugender Kraft gesehen, der außerdem alle Erwartungen, selbst die der Fachleute, m ersten Anlauf weit übertroffen hat. Auch dem Referenten ist die Versuchseinrichtung vorgeführt worden. Er äußert sich in seinem Vortrag mit den Worten: „Ob vielleicht eine elektrische Verbindung zwischen den Antriebsmotoren an Stelle der mechanischen Kupplung in Betracht käme, mag noch näherer Untersuchung wert sein.“ Das klingt sehr zurückhaltend, obwohl doch die Elastizität der Wellenverbindung zwischen den Antriebsmotoren auf Grund der Eberswalder Versuche als große Schwierigkeit bei der großen Ausführung eine unliebsame Rolle spielen wird.

Immerhin mag diese Zurückhaltung im vorliegenden Falle am Platze sein, denn bei dem konzentrierten Antrieb können unberechenbar große Stoßkräfte die Zwangläufigkeit durchreißen; dann ist man aber auch nicht ungünstiger dran, als wenn die zum Schutze der Wellen eingebaute Rutschkupplung in Tätigkeit getreten ist.

Mit größter Offenheit berichtet der Referent über die sogar schon am Modell 1 : 5 eingetretenen großen Betriebs-Schwierigkeiten. Darunter finden sich auch die von mir (und anderen) vorausgesagten Erscheinungen, wie ruckweises Arbeiten und unwillkommenes Funktionieren des Drehriegels. Das Bemerkenswerteste aus dem Bericht ist aber die Tatsache, daß nicht einmal an dem kleinen Modell in 1 : 5 trotz jahrelanger aufopfernder Bemühungen alle Schwierigkeiten ganz beseitigt, sondern nur „gemildert“ oder „vermindert“ werden konnten, und daß man für die große Ausführung Maßnahmen in Aussicht nimmt, die Erfolg „versprechen“. Und doch hätte nur ein ganz glattes zweifelfreies Gelingen der Versuche eine Ermutigung dazu bedeuten können, vom kleinen Modell auf die große Ausführung Schlüsse zu ziehen. So aber stellen die verschiedenen, trotz der langen Versuchszeit noch ungeklärten Fragen und Zweifel ebenso viele Warnungen dar, die die Ausführung im großen als ein ungewöhnliches Wagnis erscheinen lassen.

Ich habe von Anfang an die Ansicht vertreten, daß ein Betrieb des Schiffshebewerkes unter Verwendung des Drehriegels auf große Schwierigkeiten stoßen würde. Der Bericht des Referenten über die am Teilmodell aufgetretenen Erscheinungen wird in seiner Aufrichtigkeit auf niemanden seine Wirkung verfehlen, weshalb ich allen, die an diesem Bauwerk verantwortlich mitwirken, nur dringend raten kann, ihn eingehend zu studieren. Mich hat er in meinen Bedenken so bestärkt, daß ich auch in den geplanten Änderungen und Nachhilfen für die große Ausführung keine Mittel erblicke, die geeignet wären, zu einem einwandfreien Betrieb zu verhelfen. Man unterschätzt die unwiderstehlich nachdrängende Gewalt, mit der auch bei kaum merklicher Bewegung solche Massen jedes Hindernis, das sich ihnen entgegenstellt, zermalmen. Man braucht nur einmal zuzusehen, wenn ein Schiff von der Größe der hier in Bewegung befindlichen Massen (8000 bis 9000 t, kleiner Kreuzer!) beim Anlegen sich gegen die Dückdalben lehnt. Ihr Glück, daß sie nachgiebig sind! Die Zerstörungen, die bei einem harten Aufsetzen des Drehriegels, was nie als ausgeschlossen gelten kann, eintreten würden, lassen sich gar nicht ausdenken. Infolge solcher Überlegungen stehe ich nicht an, meiner Überzeugung — und namhafte und erfahrene Fachleute auf dem Gebiete des Hebezeugbaues teilen sie — dahin Ausdruck zu geben, daß zum Schlusse nichts anderes übrigbleiben wird, als unter Verzicht auf die Sperrung im Katastrophenfalle den Drehriegel aus dem Bauwerk zu entfernen, dem Ritzelantrieb die Federung zu nehmen und ihn mit elektrisch gesichertem Gleichlauf an die Enden des Troges zu verlegen.

Aber selbst, wenn durch die vereinten Bemühungen der Behörde und des Unternehmers ein Betrieb, mit dem man sich zufrieden gibt, ermöglicht werden sollte, so wird er schwierig und gefahrvoll bleiben. Meine Kritik wird dadurch nicht widerlegt, und die Schwierigkeiten und Störungen im Betriebe werden den Mangel an Stil in der Lösung tagtäglich vor Augen führen.

Man braucht durchaus nicht davor zurückzuschrecken, dem Stilbegriff in der Technik praktische Bedeutung beizumessen; im Gegenteil, wer ein Empfinden dafür hat, daß Form und Material ihrem Wesen nach in Einklang stehen müssen mit dem technischen Zweck (das ist meine Definition von „Stil“), der wird feststellen können, daß Verstöße gegen den Stil in der Technik nie ungestraft begangen werden. Der Konstrukteur ist ganz gewiß nicht auf der Höhe, der durch unzulängliche Abmessungen im gefährlichen Querschnitt beim Beschauer ein unbehagliches Gefühl auslöst, und wenn es zehnmal „hält“. — Technik leitet sich nun einmal von „τέχνη“ = „Kunst“ ab und Ingenieur von „ingenium“ = der „Erfindungsgeist“, deshalb muß auch die „Ingenieurkunst“ ihrem Namen Ehre machen; es genügt durchaus nicht, daß etwas „geht“ oder „hält“. Mit dem Stilbegriff in der Ingenieurkunst steht es so:

Für den geborenen Techniker ist der Stil eine Selbstverständlichkeit, für den anderen, dem Fleiß und Ausdauer ersetzen sollten, was ihm die Natur an Anlagen versagte, wird er für immer ein Buch mit sieben Siegeln bleiben.

Dem ersteren die praktische Bedeutung des Stilbegriffes in der Technik nachweisen zu wollen, hieße Eulen nach Athen tragen, den letzteren davon zu überzeugen, vergebliches Bemühen.

Wenn ich daher im folgenden zusammenstelle, was ich in dem Entwurf als stilwidrig empfinde, so werde ich damit den einen aus der Seele sprechen, die anderen nicht überzeugen.

So ist es stillos, einen Trog durch Aufhängung an 256 Seilen wie ein rohes Ei zu behandeln, um ihn im Katastrophenfall nur an vier Punkten mit einer konzentrierten Kraft von je 700 t zu packen, und im übrigen biegende Kräfte von 2500 t Übergewicht an ihm wuchten zu lassen.

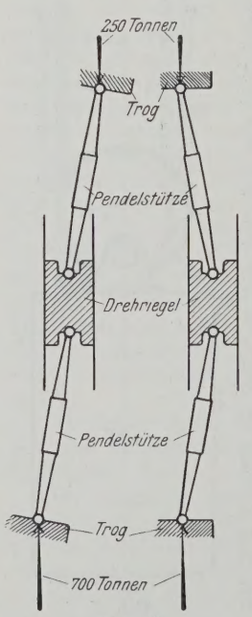


Abb. 9.

Es ist stillos, den Trog, den man parallel führen will, zu diesem Zweck irgendwo anders zu fassen, als an den äußersten Enden.

Es ist stillos, die vier Ritzel, die einzige Gelegenheit, die zwangläufige Parallelführung des Troges zu bewirken, federnd zu lagern und sie außerdem an dem verkürzten Hebelarm am Trog angreifen zu lassen.

Es ist stillos, die Seile durch komplizierte Hebel- und Spanneinrichtungen zur vermeintlich richtigen Verteilung ihrer Tragkraft bringen zu wollen, wenn sie das bei Parallelschaltung von selbst und außerdem viel besser tun.

Es ist stillos, wenn man gezwungen durch den einmal eingeschlagenen konstruktiven Weg sich dazu entschließen muß, die in dem Wesen der Stahlseile gelegene wundervolle Eigenschaft der Elastizität zu unterdrücken, statt sie auszunutzen.

Es ist stillos, Genauigkeitsgrade von 1 : 10 000 und 1 : 20 000 zu verlangen, wenn schon die Temperaturausdehnung ein Mehrfaches beträgt.

Es ist stillos, der Lagerung des Drehriegels, auf den kaum zu bewältigende konzentrierte Kräfte kommen können, von vornherein den Charakter einer doppeltgebrochenen Säule zu geben (Abb. 9), weil man die Führungsschwierigkeiten, die man sich selbst geschaffen, nicht anders überwinden kann.

Es ist stillos, als Fundament für eine Masse von vielen tausend Tonnen ein luftig-durchsichtiges Eisengitter vorzusehen und es dann noch

[6]) Halbgefülltes Waschbecken, das beim Tragen überschwappt.

mit einer Spitze auf ein zweites Fundament zu setzen. Ein Unterbau, der so gewaltige Massen stützt, darf nicht auf Spitzen balancieren, die ihn in ein Ober- und Unterfundament abschnüren und dadurch die Möglichkeit zur Schaffung eines Monumentalbaues ausschließen.

Alle diese Stilwidrigkeiten sind allein zurückzuführen auf die Verquickung der rücksichtsvoll elastischen, gleichmäßig verteilten Aufhängung des Troges an vielen Seilen mit der brutal angreifenden Kraft der Sperrung in nur vier Punkten und dem ebenfalls auf vier Punkte konzentrierten und doch unentschlossen federnden Ritzelantrieb des Troges nach D.R.P. 380 377.

Hier offenbart sich durch die Häufung der Verlegenheitskonstruktionen, zu denen der Konstrukteur nacheinander notgedrungen sich entschließen mußte, wie unheilvoll sich ein einziger grundlegender Mißgriff auswirken kann. Nirgends tritt diese Wahrheit so handgreiflich und rücksichtslos zutage, wie in der Technik, die in dem unfehlbaren Naturgeschehen ihren einzigen Kritiker anerkennt, der absolut gerecht und darum unbarmherzig, unerbittlich und unbestechlich ist. Die Wahrheit richtet sich nicht nach uns, wir müssen uns nach der Wahrheit richten.

Für meinen Vorschlag ist die Elastizität des Materials und insbesondere die der Seile ein willkommener Vorteil, der sich in einfache und leichte Konstruktionen umsetzen läßt (stilgemäß!), wogegen Loebell diese Eigenschaft wegen der Drehriegelkonstruktion aufs äußerste bekämpfen muß (stilwidrig!). Wäre ein absolut starrer Trog möglich und gäbe es absolut unelastische Seile, so würde Loebell sofort von jeder Schwierigkeit befreit sein, so aber zieht sich wie ein roter Faden durch den ganzen Entwurf die quälende Sorge um die Aufrechterhaltung des Spielraumes an den Drehriegeln und endet damit, daß sich der Hochbauingenieur zur Ausführung eines auf einzelnen Punkten balancierenden Eisengerüstes verstehen muß, nur um für die Befestigung von Mutterbacken und Zahnstockleitern eine möglichst unveränderliche Unterlage zu schaffen. Wie groß diese — übrigens vollberechtigte — Sorge ist, geht daraus hervor, daß in den Technischen Bedingungen eine Einrichtung verlangt wird, die den Gewindespielraum auf einer Mattscheibe oder einem Spiegel am Bedienungsstand abbilden soll, so daß er jederzeit beobachtet werden kann.

„Außerdem sind folgende Genauigkeitsgrade einzuhalten: 1. Zahnstockdurchmesser — 0,1 mm (Einheitswelle); 2. Befestigung der Zahnstöcke in den Leiterwangen: ohne Lose; 3. Abweichung in den Teilungen der Zahnstöcke ± 0,25 mm, Abweichung auf 10 m ± 1 mm (1 : 10 000!), Gesamtabweichung auf die ganze Länge ± 2 mm (1 : 20 000!). Die Teilung muß durch Quermarken (Meißelhiebe) deutlich sichtbar gemacht werden; 4. Abweichung in der Parallelität der senkrechten Hauptachsen von Mutterbackensäulen und Zahnstockleiter ± 1 bezw. 0,5 mm (!) in senkrecht zueinander stehenden Koordinaten eines Horizontalschnittes mit dem Koordinatenanfangspunkt in der Mittelachse der Mutterbackensäule.

Die unter 4. geforderte Genauigkeit muß auch im Hebewerk nach Einbauen der Mutterbackensäulen und der Zahnstockleitern wieder nachweisbar vorhanden sein, und zwar bei gleicher Temperatur sämtlicher Teile. Die unteren Enden der vier Zahnstockleitern müssen auf ± 1 mm genau in einer wagerechten Ebene liegen."

Soweit die Genauigkeitsgrade in ihrem Wortlaut. — Im Gegensatz zu diesen hohen Forderungen verlangt mein Vorschlag keine über die üblichen Bedingungen für ein tragfähiges Fundament hinausgehende Genauigkeit. Mein Wunsch, einen vollständig geschlossenen Raum für das mechanische Hebewerk zur Verfügung zu bekommen, um die maschinellen Einrichtungen vor den Einflüssen des Flugsandes, des Windes und der Sonnenstrahlung zu schützen, liegt so sehr in der Bestimmung des Hochbaues, daß er den Architekten sicher nicht daran hindern könnte, einen eindrucksvollen Monumentalbau zu schaffen.

Bei der Aufstellung meiner Doppelwinden ist nur die eine Bedingung zu erfüllen: daß die Trommelachsen dauernd in einer genau wagerechten Lage erhalten werden, und dafür kann ich als Maschinenbauer selber sorgen; mittels einer fest auf der Fundamentplatte jeder Winde angebrachten Wasserwage und ganz primitiver Einstellvorrichtungen kann selbst bei allenfallsigem Nachgeben des Unterbaues diese Bedingung mit Leichtigkeit auf die Dauer sichergestellt werden.

Dann heißt es weiter in § 16 der Besonderen Vertragsbedingungen (Prüfung und Abnahme):

„Nach Fertigstellung des Hebewerkes soll ein durch keinerlei Betriebsstörungen unterbrochener, täglich acht Stunden dauernder Abnahmebetrieb zwölf hintereinanderliegende Arbeitstage lang unter betriebsmäßigen Verhältnissen allein mit den vom Unternehmer ausgebildeten Hilfskräften der Verwaltung, jedoch unter voller Verantwortung des Unternehmers die vertragsmäßige Ausführung des Hebewerkes erweisen."

Und wenn nun trotz vertragsmäßiger Ausführung ein solcher Dauerbetrieb ohne Betriebsstörung sich als unmöglich erweist? Wer trägt dann die Verantwortung?

Was das betrifft, so heißt es da in § 2 der Besonderen Bedingungen unter h: „Durch Abgabe eines Angebotes ohne Änderungsvorschläge erkennt der Unternehmer an, daß die von der Verwaltung vorgesehene Bauweise für die betriebssichere Herstellung des Hebewerks zweckmäßig und ausreichend ist."

Also der Unternehmer trägt für den bis in die Einzelheiten ausgearbeiteten Regierungs-Entwurf die Verantwortung.

Auf welch breite Basis die Verantwortung seitens der Regierung gestellt werden sollte, geht aus der Vorlage des Entwurfes zur Begutachtung bei der Akademie des Bauwesens hervor. Das letztere Gutachten legt aber trotz der Zustimmung im allgemeinen den Finger mit so treffsicherem Urteil an die wunden Stellen des Entwurfes, daß es damit beweist, wie eng es die Grenzen der eigenen Verantwortung zu ziehen gewillt ist.

Die Anrufung der Akademie des Bauwesens sowie der öffentliche Vortrag bei dem Verbandstag des V. d. I. in Mannheim-Heidelberg sind kein Ausgleich für das Ausfallen eines neuen Wettbewerbes, dessen regelrechte Ausschreibung mit etwa einem Jahr Zeit für die Bearbeitung stichhaltig mit der durch den Krieg erzwungenen langen Ruhepause hätte begründet werden können, in der die Technik nicht zu vernachlässigende Fortschritte gemacht hatte.

Zum Schlusse möchte ich noch einmal die ganze Kette der konstruktiven Nachteile zusammenstellen, die sich als unmittelbare Folge des Antriebes nach Loebell ergeben.

Die Empfindlichkeit gegen elastische Schwingungen ist das Grundübel dieses Antriebes. Sie bedingt möglichst starren und darum schweren Trog und unelastische Seile (daher die vorgeschriebene siebenfache Bruchsicherheit). Die großen, im Katastrophenfall vom Trog aufzunehmenden Biegungsmomente vermehren nochmals sein Gewicht, zu dem noch die Gewichte für die Elektromotoren und Aufbauten kommen, die auf dem Trog für seinen Antrieb und den des Drehriegels untergebracht werden müssen. Aus diesen Gründen ergibt sich eine Zunahme des Troggewichtes um 700 bis 800 t und der bewegten Massen um 1400 bis 1600 t meinem Vorschlag gegenüber. Die Aufstellung der Elektromotoren auf dem Trog bedingt die Verwendung der weniger betriebssicheren Hängeleitungen. Die dicken, in ihrer Festigkeit unhomogenen, steifen Seile bedingen große, schwere Seilscheiben von 3,5 m Durchm. Das große Seilgewicht bedingt schwere Ausgleichketten. Der um 700 bis 800 t schwerere Trog bedingt um 700 bis 800 t schwerere Gegengewichte, wodurch eine Mehrbelastung der Seilscheibenlager um 1400 bis 1600 t mit der entsprechenden Erhöhung der Lagerreibung eintritt. Der Anfahrwiderstand wird groß, er muß in seinen einzelnen Teilen durch die von den Ritzeln abzugebende Kraft auf dem Umwege durch den Trog, durch die Seile, durch die Seilscheiben zu den Lagern und über die Scheiben unter Überwindung der Seilsteifigkeit zu den Gegengewichten überwunden werden. Dazu müssen die trotz ihrer robusten Abmessungen noch immer elastischen Teile, Trog und Seile[7]) mit einer Vorspannung aufgeladen werden, die beim Eintritt der Bewegung (Entspannung) Schwingungen auslöst. Die geringe Betriebsgeschwindigkeit kann wegen der Gefahren, die die Spielräume an den Drehriegeln mit sich bringen, nicht gesteigert werden. Die gleichen Gefahren bestehen beim Fahren mit Über- oder Unterlast.

Die Achsen der Drehriegel müssen genau mit den Achsen der Mutterbackensäulen zusammenfallen. Ebenso muß der Eingriff der Ritzel in die Zahnstockleitern peinlich stimmen. Eine so genaue Führung des Troges selbst ist wegen der ungeheuren Masse von 4200 t praktisch unlösbar. Daher muß für Ritzel und Drehriegel zu zusätzlichen, beweglichen Behelfskonstruktionen (Schwingenlagerung und Pendelstützen) Zuflucht genommen werden, deren verminderte Stabilität angesichts der großen Kräfte (700 t am Drehriegel) ein konstruktives Unbehagen auslöst. Gleichgewichtsstörungen in der Längsachse des Troges müssen an dem kurzen Hebelarm von einem Viertel der Troglänge aufgenommen werden, statt an den äußersten Enden des Troges. Der freie Überblick über den Trog geht durch die beiden Überbrückungen für die Antriebseinrichtungen vollständig verloren. Die für die Montage der Mutterbacken und Zahnstockleitern geforderten Genauigkeiten bedingen als Unterlage für diese Teile Gerüste aus Eisenfachwerk, die zudem auf einzelnen Punkten balancieren müssen, um biegende Kräfte, die vom Fundament ausgehen könnten, zu vermeiden. Dadurch wird dem Hochbauingenieur und Architekten die Möglichkeit genommen, eine eindruckvolle Gestaltung des Bauwerks in Eisenbeton zu schaffen.

Zu alledem kommen noch 2 bis 3 Mill. R.-M. Mehrkosten, auf die ich noch näher zu sprechen komme.

Alle diese Nachteile stellen den Gegenwert für die Festsetzung dar, daß den Seilen nur die „eine" Funktion der einfachen Verbindung zwischen Trog und Gegengewicht gegeben werden dürfe, und für die konstruktive Verkörperung dieser Festsetzung mittels des Loebellschen Antriebes D. R. P. 380 377, wodurch sich diese grundsätzliche Vorschrift als ein folgenschwerer Fehlgriff erweist.

Nutzt man die Vorteile, die die Seile ihrem Wesen nach dem Kon-

[7]) Die einer siebenfachen Bruchsicherheit entsprechende elastische Dehnung der Seile auf die ganze freihängende Länge beträgt immer noch 100 bis 140 mm.

strukteur bieten, wie dies mein Vorschlag tut, völlig aus — und warum sollte man es nicht? —, so geht man um den Preis der Reibungsschlüssigkeit der Seile und des geringeren Wirkungsgrades der selbstsperrenden Schneckenvorgelege, der ganzen oben angeführten stattlichen Reihe von recht beachtlichen Nachteilen des Loebellschen Antriebes aus dem Wege.

Ich kann es den Hochbauingenieuren und Architekten der Preußischen Akademie des Bauwesens lebhaft nachfühlen, wie schwer es ihnen geworden ist, auf den Eisenbetonbau zu verzichten, „der sich wohl wirkungsvoll gestalten ließe", ich halte es aber für eine zu weitgehende kollegiale Rücksicht dem Maschinenbauer gegenüber, wenn das Gutachten hier von einem Bauwerk spricht, „das seinen berechtigten Charakter eines einer Maschine gleichzuachtenden Werkes hat".

Nein! Wenn die konstruktiven Maßnahmen des Maschineningenieurs derartig ausschlaggebend auf den Hochbau übergreifen, so stimmt etwas nicht bei dem Maschineningenieur. Dabei treffen seine ans Unerfüllbare grenzenden Präzisionsforderungen den Nagel nicht einmal auf den Kopf. Um sich selbst aus der Verlegenheit zu ziehen, bürdet er dem Hochbauingenieur ganz unberechtigte Bedingungen auf, und will ihn zwingen, auf den ihm rechtmäßig zukommenden Anteil an einer stilvoll harmonischen Ausgestaltung des Bauwerkes zu verzichten. Da wir gesehen haben, daß die Wurzel des Übels in der Empfindlichkeit der gewählten Antriebsweise gegen elastische Schwingungen und Resonanzen liegt, die nur zum allerkleinsten Teil in Ausführungsungenauigkeiten ihren Grund haben, so werden die schweren Opfer, die man glaubt bei der Gestaltung des Hochbaues dieser Präzision bringen zu müssen, meiner Überzeugung nach praktisch ganz umsonst gebracht.

Liegen die Hauptbedenken gegen den Entwurf auch auf technischem Gebiet, so kann doch auch die Kostenfrage von mir nicht ganz mit Stillschweigen übergangen werden.

Nicht nur die durch den konzentrierten Drehriegel- und Ritzelantrieb bedingten großen Gewichtserhöhungen aller Teile, sondern auch die im Hebezeugbau in gleicher Schärfe noch nie gestellten Forderungen an Präzision der Bearbeitung und Montage großer und größter Werkstücke machen die Anwendung des Loebellschen Patentes außergewöhnlich kostspielig. Man wird keinesfalls zu hoch greifen, wenn man diese durch die Loebellsche Antriebsweise verursachten Mehrkosten meinem Vorschlag gegenüber auf 2 bis 3 Mill. R.-M. veranschlagt, wobei die bis jetzt schon aufgelaufenen sehr erheblichen Versuchskosten gar nicht mit in Betracht gezogen worden sind.

Freilich dürfte die Kostengegenüberstellung nur auf der Grundlage erfolgen, auf der die Vorschläge nun einmal aufgebaut sind, und man müßte sich konstruktiver Änderungen, die die Kosten beeinflussen, enthalten und für die Konstruktion die Verantwortung zunächst den Urhebern der beiden Vorschläge überlassen.

Jedenfalls könnte ich nur eine Gegenüberstellung gelten lassen, bei der ich mich habe davon überzeugen können, daß sie auf sinngemäß gleicher Grundlage aufgestellt wurde. Eine Vergleichsbasis, bei der z. B. gleiche Bruchsicherheit für die Seile zugrunde gelegt würde — wie dies tatsächlich schon in Vorschlag gebracht wurde —, würde mich eines Teiles des großen Vorsprunges berauben, den mir die Feinfühligkeit der von mir vorgeschlagenen elektrischen Schaltung sichert.

Deshalb nehme ich auch an, daß die in den „Besonderen Vertragsbedingungen unter § 2 k, 7 vorgeschriebene Berücksichtigung der zulässigen Beanspruchungen" sich nicht z. B. auf die Bruchsicherheit der Seile bezieht, weil ich darin, wie oben ausgeführt, eine Einengung des Konstrukteurs im freien Gebrauch der technisehen Möglichkeiten erblicken würde.

Es ist gewöhnlich in der Technik so, daß zu konstruktiven Mißgriffen sich auch noch große Opfer an Geld und Arbeit gesellen. Die Einsparung in unserem Falle würde so groß sein, daß man dafür leicht die bisher aufgelaufenen Versuchskosten abschreiben und immer noch recht ansehnliche Minderkosten buchen könnte.

Als Konstrukteur würde ich nicht zögern, bei den auf 25 bis 30 Millionen zu veranschlagenden Gesamtkosten des Baues einen Betrag von 2 bis 3 Millionen Mehrkosten einer technisch zweifelfrei überlegenen Ausführung zuzubilligen, dagegen würde ich lebhaft bedauern, wenn umgekehrt durch die Ablehnung einer wesentlich besseren Lösung, die noch dazu billiger ist, dem Staatshaushalt ein paar Millionen verlorengehen würden.

Auf der Verkehrsausstellung in München im Jahre 1925 lag eine Beschreibung des Hebewerkmodells auf, in der bereits die auch jetzt noch beibehaltene Umgrenzung der für Niederfinow vorliegenden Aufgabe ausgesprochen war: „Senkrechte Hebung, Naßförderung, Gewichtsausgleich mittels an Drahtseilen hängender Gegengewichte."

Das ist ein klar und scharf umrissener Rahmen für einen Wettbewerb. Eng genug, um der Behörde zu gewährleisten, daß sie bekommt, was sie haben will. Weit genug, um der Gestaltungskraft des deutschen Ingenieurs genügend konstruktive Bewegungsfreiheit zu gestatten.

Was ist daraus geworden? Eine Verdingung auf staatliche Lieferungen. Wäre die früher schon einmal in Aussicht genommene Zeit von sechs Monaten schon bei weitem nicht ausreichend für die Ausarbeitung eines gediegenen Angebotes, das sich in der Gründlichkeit der Durcharbeitung mit dem jetzt vorliegenden Entwurf der Regierung hätte messen können, so ist durch die Verkürzung dieser Spanne auf knapp vier Monate die Möglichkeit der Ausarbeitung von Nebenangeboten vollends illusorisch gemacht worden. Am 1. Dezember ds. Js. ist Einreichungstermin. Am 1. Februar 1928 muß spätestens der Zuschlag erteilt werden und wenige Wochen darauf soll mit den Arbeiten begonnen werden. Und das alles, nachdem man Jahre damit verbracht hat, um den Nachweis zu versuchen, daß das Patent 380 377 brauchbar sei.

Das Bauwerk wird infolge der hier vorliegenden außergewöhnlichen technischen Aufgabe die Augen der ganzen technischen Welt auf sich ziehen, und niemand wird verhindern können, daß es als Ausdruck des derzeitigen Standes der gesamten deutschen Ingenieurkunst angesprochen wird. Eine derartige repräsentative Stellung kommt ihm aber gar nicht zu, nachdem es unterlassen worden ist, in einem neuen regelrechten Wettbewerb noch einmal alle deutschen Ingenieure aufzurufen. Mein Gegenvorschlag wäre dabei sicher nicht der einzige geblieben, nachdem seit dem letzten Wettbewerb etwa 20 Jahre verflossen sind. Er hätte gerne einem besseren, vielleicht sogar noch einfacheren Platz gemacht. Und so muß ich als deutscher Ingenieur bestreiten, daß in dem besprochenen Entwurf für das Schiffshebewerk Niederfinow sich das derzeitige Können der deutschen Ingenieure verkörpere.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Entwurf einer Brücke über den Hengsteysee bei Hagen.

Von Dipl.-Ing. **Spetzler**, Ruhrverband, Essen.

Der Ruhrverband in Essen, der die gesetzliche Aufgabe hat, die Ruhr als Trink- und Brauchwasserfluß des Rheinisch-Westfälischen Industrie-

Abb. 2.

gebietes reinzuhalten, baut in Erfüllung dieser Aufgabe bei Hengstey im Landkreise Hagen unterhalb der Hohensyburg einen Stausee von 4 km Länge und im Mittel 400 m Breite. In diesem Stausee soll der Eisenschlamm aus der Lenne, einem Nebenfluß der Ruhr, zurückgehalten werden, damit die unterhalb gelegenen Wasserwerke von dem lästigen Schlamm befreit werden, der die Flußsohle und damit die natürlichen Kiesfilter zu den Entnahmebrunnen verstopft.

An seiner schmalsten Stelle von 300 m Breite soll der See durch eine neue Brücke überspannt werden, um eine einwandfreie Verbindungstraße von Dortmund und Hagen zum See und zur Hohensyburg zu schaffen. Es ist nämlich zu erwarten, daß die Hengsteytalsperre demnächst eine der schönsten Volkserholungstätten des Rheinisch-Westfälischen Industriegebietes darstellen wird. Badegelegenheit und Wassersport nebst herrlichen Spazierwegen entlang des Sees, besonders an den bewaldeten Hängen des Ardeygebirges werden zahlreiche Erholungsuchende aus den engen Industriestädten dorthin führen, so daß an Sonn- und Feiertagen mit Massenbesuchen zu rechnen ist. Daher war die Schaffung einer guten Verbindungstraße aus dem Norden und Süden an und über den See für die interessierten Gemeinden ein dringendes Bedürfnis, zumal die zurzeit vorhandenen Anmarschwege unvollständig und verkehrstechnisch unhaltbar sind. Unter Führung des Siedlungsverbandes Ruhrkohlenbezirk traten daher die beteiligten Gemeindeverbände mit dem Ruhrverband als Erbauer des Stausees zusammen, um gemeinsam ans Werk zu gehen.

Dem Ruhrverband fiel die Aufgabe zu, die Unterlagen für die Vergebung der Brücke zu beschaffen. Den anschließenden Straßenentwurf

bearbeitet dagegen der Siedlungsverband Ruhrkohlenbezirk. An der beschränkten Ausschreibung für die Brücke beteiligten sich 17 Firmen. Durch die Ausschreibung sollte ermittelt werden, ob eine Ausführung aus Eisen oder Eisenbeton oder, gar aus der Verbindung dieser beiden Baustoffe die ästhetischen und wirtschaftlichen Erfordernisse am besten erfüllt. Es blieb daher den anbietenden Firmen sowohl die Auswahl und Anwendung der Baustoffe als auch die konstruktive Durchbildung des Bauwerks selbst völlig überlassen.

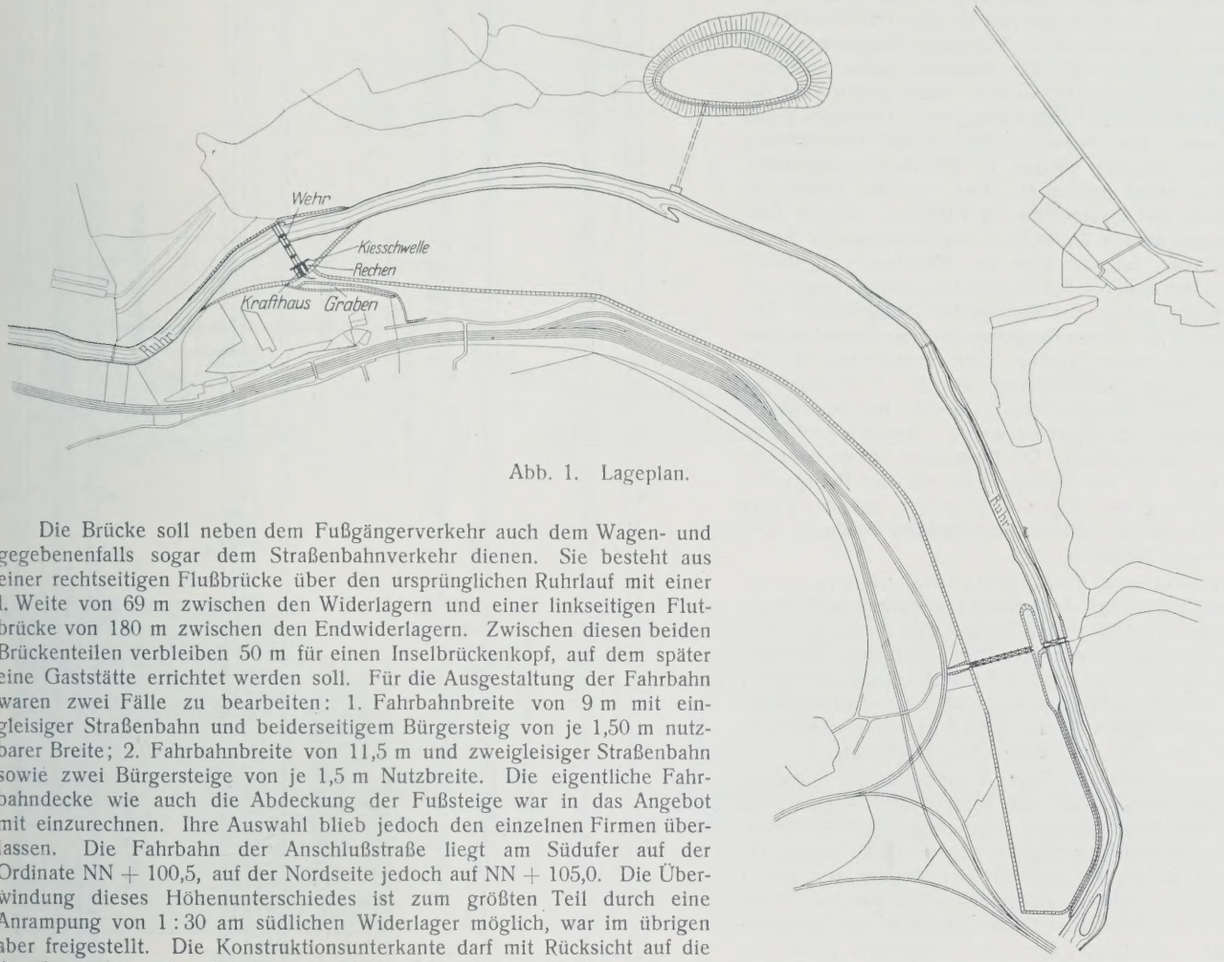


Abb. 1. Lageplan.

Die Brücke soll neben dem Fußgängerverkehr auch dem Wagen- und gegebenenfalls sogar dem Straßenbahnverkehr dienen. Sie besteht aus einer rechtseitigen Flußbrücke über den ursprünglichen Ruhrlauf mit einer l. Weite von 69 m zwischen den Widerlagern und einer linkseitigen Flutbrücke von 180 m zwischen den Endwiderlagern. Zwischen diesen beiden Brückenteilen verbleiben 50 m für einen Inselbrückenkopf, auf dem später eine Gaststätte errichtet werden soll. Für die Ausgestaltung der Fahrbahn waren zwei Fälle zu bearbeiten: 1. Fahrbahnbreite von 9 m mit eingleisiger Straßenbahn und beiderseitigem Bürgersteig von je 1,50 m nutzbarer Breite; 2. Fahrbahnbreite von 11,5 m und zweigleisiger Straßenbahn sowie zwei Bürgersteige von je 1,5 m Nutzbreite. Die eigentliche Fahrbahndecke wie auch die Abdeckung der Fußsteige war in das Angebot mit einzurechnen. Ihre Auswahl blieb jedoch den einzelnen Firmen überlassen. Die Fahrbahn der Anschlußstraße liegt am Südufer auf der Ordinate NN + 100,5, auf der Nordseite jedoch auf NN + 105,0. Die Überwindung dieses Höhenunterschiedes ist zum größten Teil durch eine Anrampung von 1 : 30 am südlichen Widerlager möglich, war im übrigen aber freigestellt. Die Konstruktionsunterkante darf mit Rücksicht auf die den See befahrenden Schiffsgefäße (Bagger, Segelboote, Motorboote usw.) nicht unter NN + 100,5 liegen. Der Stauspiegel liegt auf NN + 96,0. Der höchste Hochwasserstand beträgt NN + 98,5. Der Baugrund ist grober fester Kies. Die Gründung muß so tief sein, daß eine Unterspülung der Fundamente mit Sicherheit verhütet wird. Bei Flachgründung ist eine dauernde Umspundung vorzusehen. Die Montage der Flutbrücke geschieht vor Inbetriebnahme des Stausees im Trockenen. Als Baubeginn ist der 1. April 1927, als Fertigstellungstermin der 1. November 1927 vorgesehen, so daß die Brücke vor dem endgültigen Aufstau des Sees fertiggestellt wird. Mit diesem Aufstau ist im Februar 1928 zu rechnen.

Für die Ausschreibung selbst standen leider nur 6 Wochen zur Verfügung. Trotzdem gingen am 15. Februar 1927 einschließlich der mit angebotenen Varianten 22 Entwürfe von den sämtlichen 17 aufgeforderten Firmen ein, und zwar boten sieben Firmen Eisenbauten, zehn dagegen Eisenbetonbauten an.

Von den Beteiligten war eine gewaltige Arbeit geleistet worden. Nach eingehender Prüfung kam die Kommission der beteiligten Verbände zu dem Ergebnis, den Entwurf der Firma Philipp Holzmann, Frankfurt a. M., Mitarbeiter Prof. Fischer, Essen, der Ausführung zugrunde zu legen. Ferner wurden in Anerkennung der geleisteten Gesamtarbeit die Entwürfe der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Mitarbeiter Architekten Schluckebier und Langensiepen, Hagen, und der Firma August Klönne, Mitarbeiter Architekt Regierungsbaumeister Kohlhage, Hagen, angekauft. Nur diese drei Entwürfe sollen hier besprochen werden. Es sei aber bemerkt, daß auch die übrigen 19 Entwürfe technisch durchaus vollkommen durchgearbeitet waren. Allgemein verdient noch festgestellt zu werden, daß sich auch die Zusammenarbeit von Ingenieur und Architekt bei dieser Ausschreibung bewährt hat. Im Preise waren die Eisenfirmen in ihren Angeboten durchweg erheblich höher als die Eisenbetonfirmen, selbst bei der Flußbrücke mit einer Spannweite von 69 m.

Für die architektonische Ausgestaltung war zu beachten, daß das Bauwerk in eine der schönsten Landschaften des Ruhrtales eingefügt werden mußte. Diese Landschaft erhält ihren besonderen Charakter durch zwei stark betonte Gegensätze (s. Abb. 1 u. 2), zur Linken die bewaldeten Steilhänge des Ardeygebirges mit der Hohensyburg unmittelbar unterhalb des nördlichen Brückenkopfes und im Süden die flache Ruhrau, die zukünftig als breite Wasserfläche im schönsten Kontrast zu den grünen Berghängen stehen wird. Die steilen Felskanzeln im Norden bedingen eine nochmalige Betonung im Inselbau zwischen Fluß- und Flutbrücke. Dazwischen spannt sich die Brücke so leicht und luftig als möglich, um den Reiz der Landschaft nicht zu stören und das Gesichtsfeld so wenig als möglich zu beengen.

Unter Berücksichtigung dieser ästhetischen Erfordernisse und unter Würdigung des Gesamtpreises einschließlich der Gründung stellte sich der Entwurf der Firma Philipp Holzmann, Frankfurt a. M., Mitarbeiter Prof. Fischer, Essen, als der zweckmäßigste heraus. Er wurde daher, wie bereits erwähnt, für die Ausführung gewählt. Dieser Entwurf sieht eine Eisenbetonbrücke vor (Abb. 3, 3a u. 4), deren vier schlanke Bogen statisch als eingespannte Bogen ausgebildet sind. Die südliche Rampe steigt bis

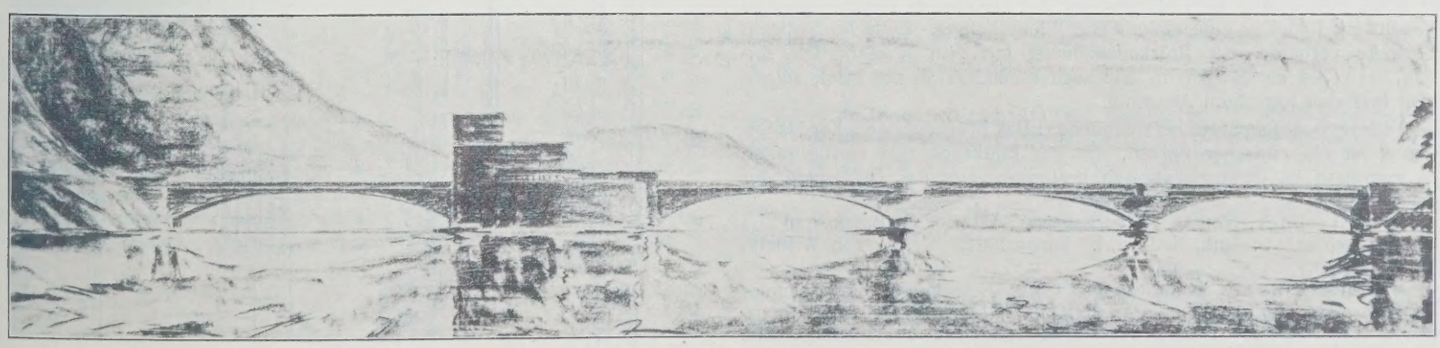


Abb. 3. Entwurf der Firma Philipp Holzmann, Frankfurt a. M.

zum südlichen Widerlager mit 1:33. Die Flutbrücke erhält eine Steigung von 1:200. Auf der Insel läuft die Straße alsdann wagerecht, um bis zum Scheitel der Flußbrücke mit 1:46 anzusteigen und von da an bis zum nördlichen Ufer mit 1:138 zu fallen. Die Flußbrücke erhält eine l. Weite von 69 m, die Flutbrücke überspannt in drei Bogen von 59,7, 57,7 und 55,6 m l. W. den See. Entsprechend dem Längsgefälle wurde das Verhältnis der Spannweiten und Pfeilhöhen so gewählt, daß sich aus dem Eigengewicht gleiche Schübe ergeben. Die Steigerung der Spannweiten nach Norden zu ergibt eine gute Überleitung zu dem großen Bogen der Flußöffnung. Die Fahrbahn liegt unmittelbar auf dem Füllbeton bezw. der aufgelösten Eisenbeton-Tragkonstruktion, die durch Eisenbetonsäulen auf dem Gewölberücken abgestützt ist. Die Gewölbe sollen in Beton mit schwacher Eisenbewehrung ausgeführt werden. Nach außen wird die Stützkonstruktion der Fahrbahn aus architektonischen Gründen durch Monierwände angeschlossen. Die Fußwege sind in der Querrichtung unter 1:40 geneigt. Die Geländer werden in Eisenbeton ausgeführt. Die Ansichtflächen werden leicht bearbeitet. Das von der Straße abfließende Wasser wird durch das Quergefälle der Fahrbahn und der Fußsteige den beiderseits angeordneten Rinnsteinen zugeführt und in diesen dem Längsgefälle der Brücke folgend über die Widerlager abgeleitet. Die Widerlager sind bis auf den anstehenden Ruhrkohlensandstein gegründet, die Fundamente der Pfeiler gehen auf den groben Kies hinab. Die Widerlager und Pfeiler sollen in offener Baugrube zwischen Spundwänden und unter Wasserhaltung gegründet werden. Die Spundwände für die Widerlager werden bis auf den Fels gerammt, die der Zwischenpfeiler dagegen nur bis auf 2 m unter Gründungsohle gebracht. Die Berechnung der eingespannten Betonbogen der Gewölbe wurde analytisch nach dem Verfahren von Straßner[1]) durchgeführt. Die Bogenform wurde dabei so gewählt, daß die Stützlinie für das Eigengewicht mit der Bogenachse zusammenfällt. Die Ausrüstung der Bogen soll mittels des der Firma Holzmann patentierten Expansionsverfahrens durchgeführt werden.[2]) Die Gesamtbauzeit wird 7 Monate betragen.

Bei der Planung der Brücke durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg in Gustavsburg ist ähnlich dem soeben beschriebenen Entwurf eine Bogenbrücke mit obenliegender Fahrbahn gewählt (Abb. 5). Nach diesem Vorschlag wird der Stausee von vier Bogenöffnungen übersetzt, deren Stützweite, ähnlich dem Holzmannschen Entwurf entsprechend dem Gefälle der Straße und der sich dadurch verringernden Konstruktionshöhe abnimmt. Das dadurch geschaffene Bild der Brücke ist völlig einheitlich, und der Raum unter der Brücke ist nur sehr gering eingeengt.

Über die technischen Einzelheiten dieses Vorschlages ist folgendes zu sagen: Die Hauptträger werden von vier vollwandigen Bogenrippen gebildet, die als zwei Gelenkbogen gedacht sind. Auf jeder der Rippen sind Pfosten errichtet, die ihrerseits Streckgurte tragen. Diese Streckgurte sind auf den Widerlagern aufgelagert und mit den Bogenrippen derart verbunden, daß sie gegen den Scheitel auslaufen. Zwischen die Streckgurte sind Querträger gespannt, die ihrerseits zur Aufnahme der Fahrbahnlängsträger bestimmt sind. Streckgurte, Quer- und Längsträger bilden das Gerippe zur Aufnahme der tragenden Fahrbahnplatte aus Eisenbeton. Die Eisenbetonplatte ragt über die Ebene der äußeren Streckgurte noch etwas hinaus, um als äußeres Auflager für die Eisenbetonplatte der Fußwege zu dienen. Das äußere Auflager finden diese Fußwegplatten auf einem Längsträger, der von eisernen, über dem inneren Streckgurt vorragenden Konsolen übertragen wird. Für die Aufnahme der seitlichen Kräfte, soweit sie nicht von der Eisenbetondecke nach den Widerlagern getragen werden, dient ein in der Fläche der Bogenobergurte liegender Windverband. Der Abschluß der Fußwege nach außen wird durch ein einfaches Stabgeländer hergestellt. Der Überbau soll auf festen Rüstungen montiert werden.

Das von der Firma Klönne, Dortmund, in Gemeinschaft mit dem Architekten- und Ingenieurbureau Kohlhage, Hagen i. W., vorgeschlagene System wirkt durch seine einfachen Flächen (Abb. 6). Das „Liegende“ ist besonders betont und führte bei diesem Entwurf zu einer Flachbrücke. Die Flußbrücke erhielt einen mächtigen Eisenbalken als Haupttragwerk, der seine Fortsetzung im Untergeschoß des Hochbaues finden soll. Im Flutbauwerk findet er eine einheitliche Wiederholung. Einfache schlichte Rechtecke verbinden die Brückensilhouette mit dem Wasser. Die Anschlußbauwerke an den Ufern, wie auch besonders an der Insel, zeigen einen kräftigen lotrechten Abschluß.

Technisch ist folgendes hervorzuheben: Das Brückensystem der Hauptöffnung ist ein einfacher Balken, das der Flutbrücke ein Gerberträger. Die Lagerung ist demnach statisch bestimmt. Um das Drückende der

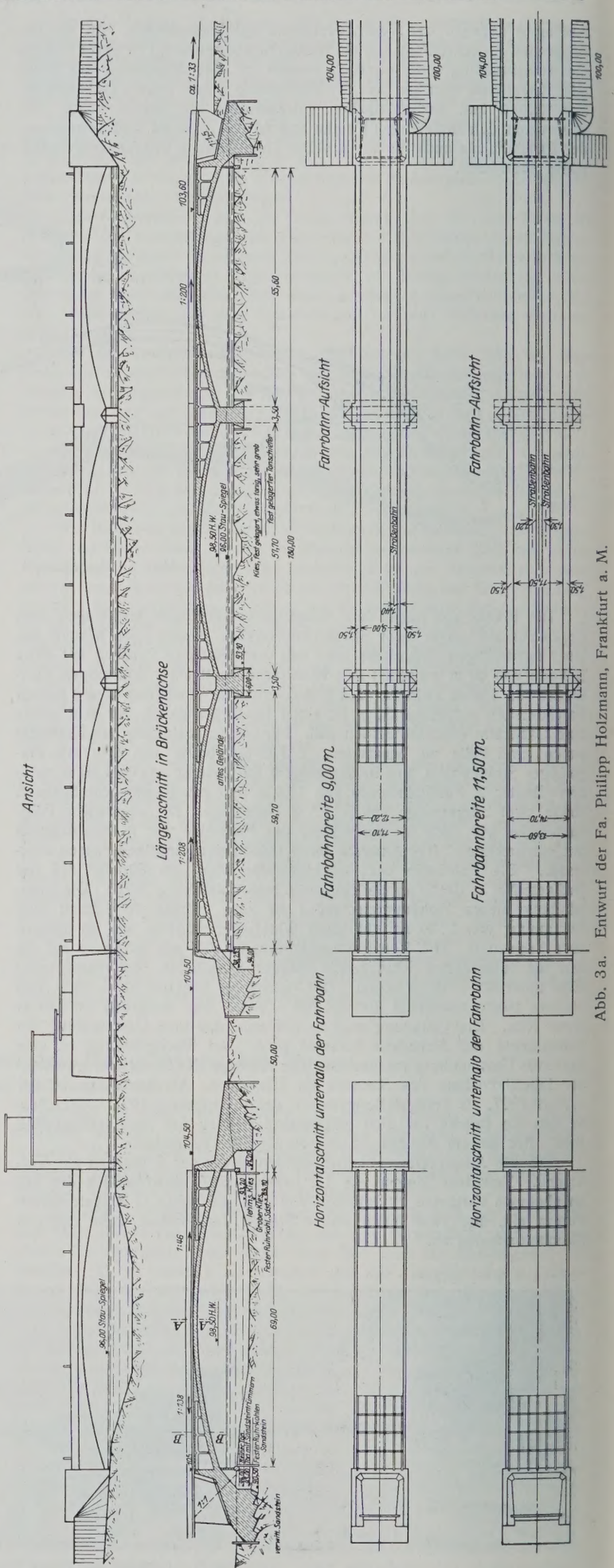


Abb. 3a. Entwurf der Fa. Philipp Holzmann, Frankfurt a. M.

[1]) A. Straßner, Neuere Methoden usw. Bd. II, Der Bogen und das Brückengewölbe. 2. Aufl., S. 33 u. f. Berlin 1921. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[2]) Koch-Ginder, Anforderung an die Berechnung eingespannter Gewölbe. „Der Bauingenieur“ 1926, Heft 39. Nitzsche, Ein Anwendungsbeispiel des Gewölbeexpansionsverfahrens und des Drucklinienprüfers. „Armierter Beton“ 1917, Heft 3. u. 4.

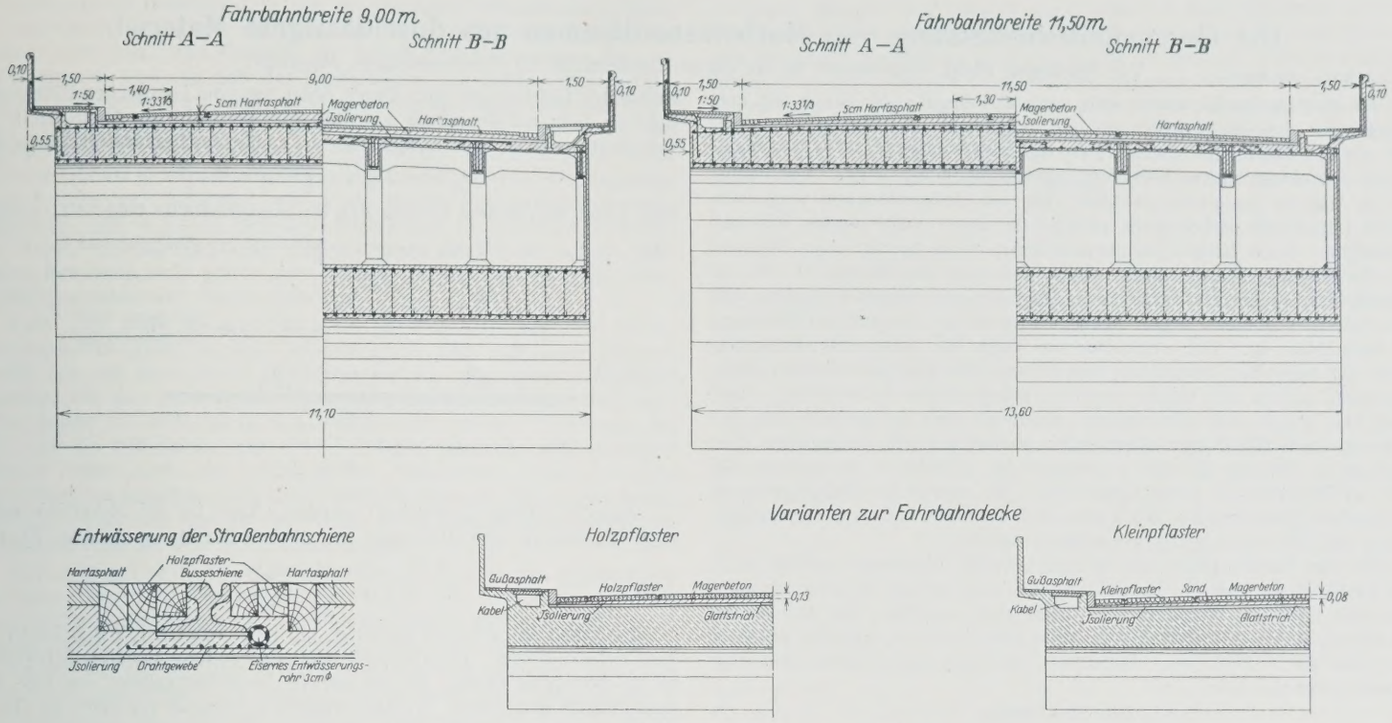


Abb. 4. Entwurf der Fa. Philipp Holzmann, Frankfurt a. M.

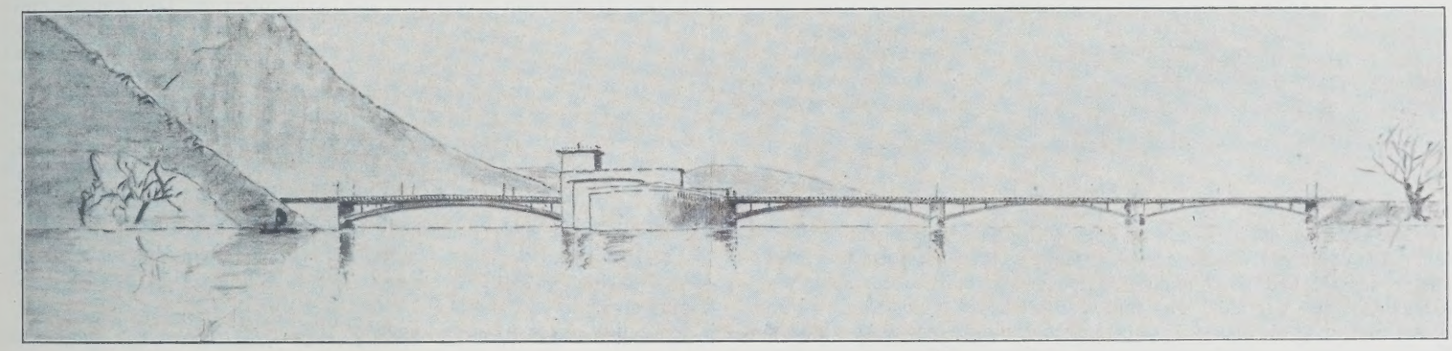


Abb. 5. Entwurf der M. A. N., Gustavsburg.

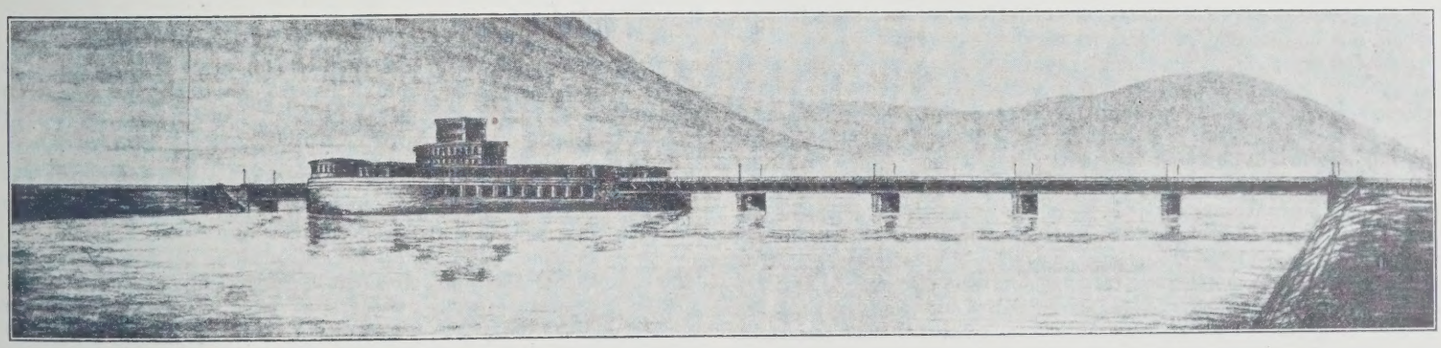


Abb. 6. Entwurf der Fa. Klönne, Dortmund.

Vollwandkonstruktion abzuschwächen, ist eine starke wagerechte Unterteilung gewählt. Im übrigen sind aus demselben Grunde weit auskragende Konsolen für die Fußsteige vorgesehen. Die statisch erforderlichen lotrechten Aussteifungen der Blechwand sind nur innen angeordnet. Ein normaler Trägerrost für die Fahrbahndecke ist zwischen den beiden Hauptträgern vorgesehen. Quer- und Windverbände sichern die Brücke in seitlicher Richtung. Die Aufstellung einer solchen Brücke gestaltet sich sehr einfach. Es genügen geringfügige Einbauten im eigentlichen Flußbett. Lediglich in den Drittelpunkten werden Rammjoche geschlagen. Für die Vorlandbrücke kommt für jede Öffnung nur ein hölzernes Stützjoch, das flach mittels Holzstapels auf den Baugrund aufgesetzt wird, zur Anwendung.

Die Querschnittsbemessung von Hochwasserdämmen aus durchlässigem Material.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **Hermann Pickl,** Bauassessor an der Bayer. Landesstelle für Gewässerkunde, München.

Massive Bauwerke lassen sich nach den Regeln der Statik mit entsprechender Sicherheit berechnen und bemessen. Bei Erdkörpern aber, wie ein HW-Damm ihn darstellt, ist das nicht möglich; denn hier kann weder von einem starren Körper in mechanischem Sinne noch von homogenem Material gesprochen werden. Die auf einen Erddamm wirkenden Kräfte lassen sich daher nicht einfach zu einer resultierenden Wirkung vereinigen. Auch ist der Dammquerschnitt, wenn durchlässiges Material zur Verwendung kommt, nicht allein auf seine Standfestigkeit hin zu untersuchen, sondern es muß auch der Nachweis versucht werden, daß kein Austritt größerer Mengen Sickerwassers an der landseitigen Böschung zu befürchten ist. Die verschiedenen Wege für diese Untersuchungen sollen im folgenden besprochen und insbesondere die rechnerischen Überlegungen, soweit sich solche anstellen lassen, behandelt werden. Zwar kann man gegen jede Berechnung, durch die man die ausreichende Bemessung eines HW-Damm-Querschnitts nachweisen will, berechtigte Einwendungen bringen, da man gezwungen ist, Annahmen zu machen, die mit der Wirklichkeit streng genommen nur teilweise übereinstimmen. Rechnerische Beziehungen haben aber doch das Gute, daß sie die Gedankengänge und Überlegungen gewissermaßen ordnen.

Bei den Ausführungen soll es sich um HW-Volldämme handeln, d. h. um Schutzdämme, deren Dammkrone so hoch gelegt ist, daß sie auch von den höchsten Wassern nicht überströmt werden. Sie sollen aus durchlässigem Schüttmaterial, und zwar Kies bestehen, der Dammkörper soll also nicht durch eine künstliche Dichtung gegen Eindringen von Wasser geschützt sein.

I. Die Sickerlinie.

Von wesentlicher Bedeutung für die Querschnittsbemessung eines HW-Dammes ist die Sickerlinie. Ihr Wesen und die Einflüsse, von denen ihr Verlauf abhängt, sollen daher zunächst besprochen werden.

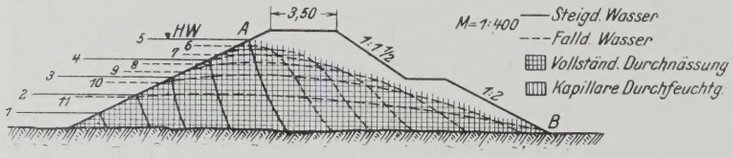


Abb. 1.

HW-Dämme, die nicht durch eine wasserundurchlässige Schicht vor dem Eindringen von Wasser geschützt sind, werden natürlich von Sickerwasser benetzt und durchtränkt. Je länger das Hochwasser anhält, um so mehr ist dies der Fall. Mit dem Wechsel des Wasserspiegels im Fluß ändert sich auch die Sickerwassermenge; bei steigendem Wasser wird der Sickerwasserzufluß größer, bei fallendem Wasser kleiner als der Abfluß sein. Ein schematisches Bild über das Vordringen des Sickerwassers gibt Abb. 1.[1]) Im Verlauf eines HW schreitet die Durchtränkung des Dammes mehr und mehr gegen die landseitige Böschung zu vor, Spiegel des Sickerwassers von verschiedensten konkaven und konvexen Formen stellen sich ein, so daß sich dafür eine ganze Schar von Kurven ergibt. Für die Querschnittsbemessung nun ist die Umhüllende aller dieser Kurven maßgebend. Sie ist bekannt unter dem Namen Sickerlinie und entspricht etwa einer Verbindungslinie von A nach B in Abb. 1. Der Querschnitt eines HW-Dammes soll so bemessen werden, daß die Sickerlinie möglichst lange innerhalb des Dammes verläuft. Die Erfüllung dieser Forderung wäre einfach, wenn man den Verlauf der Sickerlinie berechnen könnte. Soweit ist man aber nur für den Fall, daß der Untergrund undurchlässig, das Material gleichartig geschüttet, also von gleicher Durchlässigkeit ist, und der Wasserstand im Fluß lange genug auf gleicher Höhe bleibt, so daß der Sickerwasserabfluß konstant bleiben, sich also ein Beharrungszustand der Sickerwasserbewegung ausbilden kann. Schaffernak hat darüber eingehende Laboratoriumsversuche und Berechnungen angestellt, die er in einer Veröffentlichung „Über die Standfestigkeit durchlässiger, geschütteter Dämme" (Wien 1918, zu beziehen durch die Versuchsanstalt für Wasserbau, Wien IX, Severinger Gasse Nr. 7; 2,50 R.-M.) niedergelegt hat. Unter den schon erwähnten Voraussetzungen (Undurchlässigkeit des Untergrundes, gleichartig geschüttetes und gleich durchlässiges Schüttmaterial sowie Beharrungszustand der Sickerwasserbewegung) beginnt nach Schaffernak die Sickerlinie flußseits in der Höhe des HW-Spiegels und endigt in einem Punkte der landseitigen Böschung, die stets höher liegt als das Binnenland bezw. der Binnenwasserspiegel. Schaffernak nimmt an, daß die Stromfäden des den Dammquerschnitt durchfließenden Sickerwassers zueinander parallel, also ungefähr mit der Auflagerfläche gleichlaufen, eine Annahme, die nach ihm nur für schwach geneigte, landseitige Böschungen gilt. Durch Ableitung vom Darcyschen Filtergesetz stellt er dann mit Beziehung auf Abb. 2 für die Höhe der Austrittstelle des Sickerwassers über dem Binnenlande $= z_a$ die Bestimmungsgleichung auf:

$$(1) \qquad z_a = -l \operatorname{tg}\alpha + \sqrt{l^2 \operatorname{tg}^2\alpha + z_e^2}$$

oder wenn für l andere Größen des Dammquerschnitts eingesetzt werden:

$$(2) \qquad z_a = (L - z_e \operatorname{ctg}\beta) \cdot \operatorname{tg}\alpha - \sqrt{(L - z_e \operatorname{ctg}\beta)^2 \cdot \operatorname{tg}^2\alpha - z_e^2}.$$

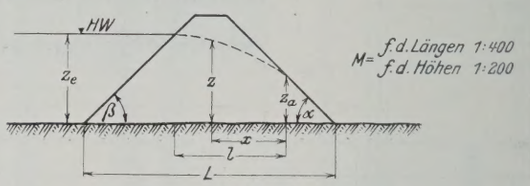


Abb. 2.

Aus Gl. 2 kann z_a errechnet werden. Auch für die Sickerlinie selbst stellt Schaffernak eine Gleichung auf, die mit Beziehung auf Abb. 2 lautet:

$$(3) \qquad x = l \cdot \frac{z^2 - z_a^2}{z_e^2 - z_a^2}.$$

Es macht keine Schwierigkeiten, mit Hilfe von Gl. 1, 2 u. 3 die Sickerlinie aufzuzeichnen. Für die praktische Anwendung erachtet Schaffernak es als genügend genau, sie als gerade Verbindungslinie von Ein- und Austrittstelle anzusehen. In den erwähnten Formeln erscheint die Durchlässigkeitsziffer nicht, wie es sonst in den Gleichungen für Grundwasserbewegung der Fall ist, weil von vornherein gleichartige Beschaffenheit des Dammaterials vorausgesetzt wird und der Durchlässigkeitswert daher bei Ableitung der Formeln herausfällt. Die Formgrößen des Dammquerschnitts sind in diesen Gleichungen allein bestimmend für den Verlauf der Sickerlinie. Bevor zu diesen mathematischen Ableitungen Stellung genommen wird, soll die Anwendung der Bestimmungsgleichung für z_a an Beispielen gezeigt werden.

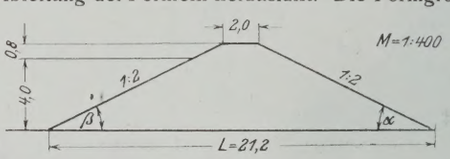


Abb. 3.

Es liege ein HW-Damm-Querschnitt vor von den Abmessungen der Abb. 3 mit den Formgrößen: $L = 21{,}2$, $z_e = 4{,}0$, $\operatorname{ctg}\beta = 0{,}5$ und $\operatorname{tg}\alpha = 0{,}5$. Daraus errechnet sich nach Gl. 2 der Wert für z_a:

$$z_a = (21{,}2 - 4{,}0 \cdot 0{,}5) \cdot 0{,}5 - \sqrt{(21{,}2 - 4{,}0 \cdot 0{,}5)^2 \cdot 0{,}5^2 - 4{,}0^2} = 0{,}9 \text{ m}.$$

Wird die Neigung der landseitigen Böschung steiler genommen, z. B. $\operatorname{tg}\alpha = 1{,}0$, und bleiben die übrigen Formgrößen die gleichen wie im ersten Beispiel, so errechnet sich ein kleinerer Wert für z_a, nämlich entsprechend Gl. 2:

$$z_a = (21{,}2 - 4{,}0 \cdot 0{,}5) \cdot 1{,}0 - \sqrt{(21{,}2 - 4{,}0 \cdot 0{,}5)^2 \cdot 1{,}0^2 - 4{,}0^2} = 0{,}5 \text{ m}.$$

Auch wenn die Dammkronenbreite und damit die Dammauflagerlänge L größer angenommen wird als im ersten Beispiel, etwa $L = 25{,}0$ m, während die übrigen Formgrößen ungeändert bleiben, so errechnet sich für z_a ein kleinerer Wert als im ersten Beispiel; nämlich nach Gl. 2:

$$z_a = (25{,}0 - 4{,}0 \cdot 0{,}5) \cdot 0{,}5 - \sqrt{(25{,}0 - 4{,}0 \cdot 0{,}5)^2 \cdot 0{,}5^2 - 4{,}0^2} = 0{,}7 \text{ m}.$$

Die Austrittshöhe z_a wird demnach für steile landseitige Böschungen bei gleichem L und für große Dammabmessungen klein.

Es ist nun die Frage, inwieweit die Ergebnisse der hier angegebenen Formeln Schaffernaks, die er durch Laboratoriumsversuche bestätigte, praktisch anwendbar sind. Es sei zunächst wiederholt, daß diese Gleichungen nur unter der Voraussetzung Geltung haben, daß ein Beharrungszustand sich in der Sickerwasserbewegung herausgebildet hat, daß der Auflagerboden undurchlässig und das Material durchweg gleichartig geschüttet und gleich durchlässig ist. Ein Beharrungszustand der Sickerwasserbewegung wird gerade bei HW-Dämmen, wo häufige und rasch wechselnde Spiegeländerungen des Flußwasserspiegels vor sich gehen, in den seltensten Fällen eintreten. Dagegen kann die zweite Bedingung, Undurchlässigkeit des Untergrundes, in manchen Fällen den vorhandenen Bodenverhältnissen entsprechen, sei es nun, daß der Untergrund, auf dem der Damm aufliegt, aus undurchlässigem Material besteht wie Ton, oder daß der Grundwasserstand bis zur Höhe der Dammauflagerfläche reicht. Jedenfalls treffen diese beiden Voraussetzungen nur für die ungünstigsten Verhältnisse zu, wodurch eine gewisse Sicherheit in Rechnung gestellt wird. Dagegen kann die vereinfachende Annahme gleicher Durchlässigkeit und gleicher Schüttungsart des Materials die Anwendbarkeit der Formeln in Frage stellen, weil diese Annahme nicht

[1]) Vergl. Ehlers, Bau, Unterhaltung und Verteidigung der Flußdeiche. Berlin 1914. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

mit ungünstigeren, sondern u. U. mit zu günstigen Verhältnissen rechnet. Der Baubetrieb bringt es mit sich, daß das Dammaterial lagenförmig geordnet und durch das Gewicht des Schüttgerätes schichtenweise zusammengepreßt wird, so daß der Dammkörper von nahezu wagerechten Schichten geringerer oder stärkerer Verdichtung durchzogen ist. Als Folge dieser Ungleichartigkeit in der Durchlässigkeit des Materials wird die Durchtränkung des Dammkörpers mit Sickerwasser sich in anderer Weise vollziehen als bei einem gleichartig geschüttetem Erdkörper. Die Lagerung der undurchlässigen Schichten wird allein für die Sickerwasserbewegung maßgebend, und in jedem Bereiche durchlässiger wagerechter Schichten wird Wasser eindringen, so daß möglicherweise das Wasser an der landseitigen Böschung noch weiter oben austritt, als sich aus Gl. 2 für einen gleichartig geschütteten Damm errechnet.

Wenn nun auch die mathematischen Beziehungen, die hier für die Sickerwasserbewegung gegeben wurden, nicht voll befriedigen können, so läßt sich aus ihnen doch die Erkenntnis der verschiedenen Einflüsse gewinnen, die den Verlauf jener Bewegung bestimmen. In erster Linie ist die Dauer der HW-Stände von Einfluß. So werden HW-Dämme am Lech, wo die HW-Stände nur etwa $1^1/_2$ Tage anhalten, viel geringere Ausmaße haben dürfen als solche an der bayerischen Donau unterhalb Regensburg, wo manchmal erst nach 1 bis 2 Wochen die Überschwemmung zurückgeht, oder wie gar an der Theiß, wo 3 Monate lang andauernde Hochwässer nicht zu den Seltenheiten gehören.

Nicht weniger ist die Durchlässigkeit des Schüttmaterials, insbesondere desjenigen, das an der Wasserseite verwendet wird, auf den Verlauf der Sickerlinie von einschneidender Bedeutung, ebenso die Schüttungsart des Dammes selbst; es wurde schon erwähnt, wie durch den schichtenweisen Auftrag der Dammassen dem Sickerwasser der Weg gewiesen wird. Die erwähnte Durchlässigkeit des Materials wird durch die Hohlraumziffer μ ausgedrückt, die das Verhältnis zwischen Hohlräumen und Schüttvolumen angibt. Bei den einzelnen Materialien ist sie verschieden. Nach den Untersuchungen der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde kann diese bei Kiesdämmen höchstens 0,25 betragen. Die Rasendecke, die als Schutz der Dammböschung angebracht wird, kann die Sickerwasserbewegung verzögern.

Des weiteren ist der Untergrund, auf dem die Dämme stehen, von großem Einfluß, nämlich das Maß der Durchlässigkeit des Untergrundes und die Höhe des Grundwasserstandes. Bei durchlässigem Boden und bei tiefem Grundwasserstande muß nämlich das vom Fluß her vordringende Sickerwasser zunächst den Erdkörper über den Grundwasserstand auffüllen, so daß es selbst bei lange dauernden Hochwässern unter Umständen überhaupt nicht zu einem Wasseraustritt landseits kommt. Dabei spielt auch das Gefälle des Grundwasserspiegels eine Rolle. Die Erhebung des höchsten Grundwasserstandes auf Grund wenigstens einjähriger Beobachtung sollte daher zu den Entwurfsvorarbeiten gehören.

Ferner kann auch die Länge der wasserseitigen Böschungslinie von Bedeutung sein. Je länger diese ist und je größer damit die wasserseitigen Böschungsflächen werden, um so größere Sickerwassermengen können bei Beginn der Benetzung in den Dammkörper eindringen, und um so rascher geht auch — gleich große Flächen des Dammquerschnitts vorausgesetzt — die Durchtränkung des Dammes vor sich. Ist aber einmal in der Sickerwasserbewegung Beharrungszustand eingetreten, so wird die Länge der wasserseitigen Böschung ohne Belang sein.

Die Sickerlinie kann endlich auch durch das landseitige Böschungsverhältnis beeinflußt werden; denn bei Beharrungszustand der Sickerwasserbewegung und undurchlässigem Untergrund ist die Austrittshöhe des Sickerwassers über dem Binnenland, wie an Hand der Beispiele für Gl. 2 gefunden wurde, um so kleiner, je steiler die landseitige Böschung ist. Daraus folgt, daß der Sickerstrom ein um so größeres Gefälle und daher um so größere Geschwindigkeiten erhält, je steiler die landseitige Böschung gehalten ist.

Nach diesen allgemeinen Erörterungen über die Sickerlinie soll zur eigentlichen Aufgabe übergegangen werden: Für einen HW-Damm-Entwurf sei die hydrotechnische Berechnung abgeschlossen und die Höhe der Dammkrone festgelegt; der Dammquerschnitt soll nun bemessen werden. Ähnlich wie bei Talsperrenbau wird dabei von einem Mindestquerschnitt ausgegangen.

II. Der Mindestquerschnitt.

Von vornherein sind die Eigenschaften des zur Verwendung kommenden Schüttmaterials zu beachten. Im bayerischen Donaugebiet verwendet man in der Hauptsache Baggerkies, so wie ihn der Fluß darbietet. An sich ist dies ein vorzügliches Dammaterial, das, wenn es von Wasser durchtränkt ist, nicht ohne weiteres auseinanderfließt, wie beispielsweise Sand. Kies hat nur den einen Nachteil, daß er wasserdurchlässig ist. Es gibt aber Fälle, wo es trotzdem nicht zu einem landseitigen Sickerwasseraustritt kommt. Das tritt zum Beispiel dann ein, wenn, wie erwähnt, der Grundwasserstand sehr tief liegt oder wenn die Hochwässer mit so steiler und kurz dauernder Welle verlaufen, daß eine Durchsickerung in größerem Umfange gar nicht stattfinden kann. Das Austreten geringer Mengen Sickerwasser kann vielfach in Kauf genommen werden. Man muß dann eben Entwässerungsgräben landseitig anlegen, deren Abstand vom Dammfuß hinreichend groß genommen werden soll, damit der Sickerwasserstrom auf genügend langem Laufe gehemmt bleibt und das Durchsickern nicht zum Durchfließen wird. Solche Entwässerungsgräben werden in der Regel schon mit Rücksicht auf das aus dem Boden austretende Druckwasser vorgesehen, das sich nur schwer verhindern läßt. Bei mangelnder Vorflut der Entwässerungsgräben werden dafür Pumpanlagen notwendig, deren Betrieb meist kostspielig ist.

Wenn auch ein Sickerwasseraustritt in geringem Maße zugelassen werden kann, so ist doch solcher in größeren Mengen zu verhindern, schon im Interesse der Dämme selbst. Gegen die Gefahr übermäßiger Durchsickerung kann man sich dadurch schützen, daß man dem Damm durch Walzung eine möglichst gleichartige Verdichtung gibt oder, was sich als zuverlässiger erwiesen hat, daß man eine Schicht aus wasserundurchlässigem Material vorsieht, sei es im Damminnern als Kern oder möglichst nahe an der Wasserseite als förmlicher Mantel. Wo solche wasserundurchlässigen Materialien wie Lehm, Ton usw. zur Verfügung stehen, sollten im allgemeinen die Mehrkosten künstlicher Dichtung nicht gescheut werden. Aber auch wenn nur Kies vorhanden ist, kann man das Eindringen von Sickerwasser auf verschiedene Art bekämpfen. Von vornherein wird man die Dammabmessungen zu diesem Ziele reichlich genug halten. Ein Gutes kann in dieser Richtung auch dadurch getan werden, daß man die feinsandigen dichteren Bestandteile des Kieses wasserseitig verwendet, an der Landseite des Dammes dagegen das grobkörnige Material schüttet, wie es besonders für die unteren Schichten der landseitigen Böschung erwünscht ist. Denn der Dammfuß bleibt am längsten der Durchtränkung ausgesetzt, und hier sickert erfahrungsgemäß auch am ersten Wasser durch. Bedeutende Schleppkräfte treten dort auf, die anfangs eine Ausspülung bewirken und schließlich den Bestand des Dammes gefährden. Zur Bildung einer breiartigen Masse darf man es nicht kommen lassen. Es wäre daher das zweckmäßigste, wenn im unteren, landseitigen Dammteil ein Schotterdamm aufgetragen und so die Dammanlage eine kräftige, unverwüstliche Stütze erhalten würde. Schaffernak nennt das Innenberme (Abb. 4). Diese sollte nach ihm mindestens so hoch sein, als die Austrittstelle des Sickerwassers über dem Binnenlande liegt, und er empfiehlt zu seiner Feststellung den Laboratoriumsversuch, da die erwähnten Formeln 1 und 2 wegen der wechselnden Durchlässigkeit des Dammaterials in diesem Falle streng genommen nicht mehr gelten. Immerhin wird es bei den unübersichtlichen Verhältnissen, wie sie der Bau von Hochwasserdämmen mit sich bringt, genügen, wenn man doch jene Formeln anwendet, um danach die Höhe der Schotterdammeinlage festzulegen. Es ist überhaupt die Frage, ob der Baubetrieb eines viele Kilometer langen HW-Dammes sich so durchführen läßt, daß in der ausgeprägten Weise, wie Schaffernak vorschlägt, sich die Verwendung der fein- und grobkörnigen Teile des Kieses trennen läßt. Zur Erhöhung der Standfestigkeit des Dammes trägt auch bei, wenn die landseitige Böschung bis zur Höhe des Sickerwasseraustritts durch Trockenmauerwerk von möglichst großen Steinen befestigt wird.

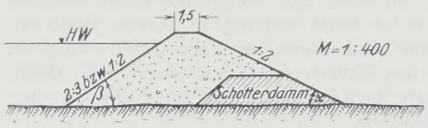


Abb. 4.

Auch auf sichere Dammgründung ist zu achten. Zuweilen kann schon der Abhub des Mutterbodens genügen. Besondere Maßnahmen sind namentlich bei Überquerung alter, ehemaliger Flußläufe, Altwasserrinnen usw. zu treffen. Treten doch zumeist an solchen Stellen Dammbrüche auf. Durch außerordentliche Baumaßnahmen wird man in manchen Fällen zu verhindern suchen, daß Druckwasser unter dem Damm durchzieht. Man kann das dadurch erreichen, daß man einen Graben bis zur undurchlässigen Schicht aushebt und mit wasserundurchlässigem Material wieder zufüllt, so daß also eine Art Herddamm entsteht.

Die Dammkrone des Mindestquerschnitts ist in einer Breite von mindestens 1,5 m zu halten aus praktischen Erwägungen heraus, wie Dammverteidigung, Benutzung als Fußweg, Raum für Baggergleis usw. Eine der wichtigsten Voraussetzungen für den Bestand eines HW-Dammes überhaupt ist, daß er nicht überflutet wird. 10 bis 20 cm Dammhöhe können dabei von entscheidender Bedeutung sein. Es wird daher im allgemeinen ein Schutzmaß über den errechneten HHW-Stand für Wellenschlag, Ungenauigkeit der Rechnung, unvorhergesehene Aufstauung usw. von etwa 0,80 bis 1,0 m gegeben. Auch ist das einseitige Ansteigen des Wasserspiegels in der Kurve zu berücksichtigen. Um noch an Dammschutzhöhe zu gewinnen, gebe man außerdem der Dammkrone eine Neigung von etwa 1:10 von der Wasser- zur Landseite. Gegenüber einer vollen Dammerhöhung kann das bei breiten Dammkronen eine merkliche Materialersparnis ausmachen.

Für die Wahl der wasserseitigen Böschungsneigung sind verschiedene Gesichtspunkte maßgebend. Einesteils sollte die Böschungslinie an der Wasserseite möglichst kurz sein, damit dem Sickerwasser nur

kleine Böschungsflächen zum Eindringen zur Verfügung stehen und so die Sickerwassermengen gering bleiben. Dieser Forderung würde eine möglichst steile Neigung entsprechen. Anderseits ist aber der Böschungswinkel des feineren Materials im vollständig gesättigten Zustande einzuhalten. Bei dem raschen HW-Rückgang unserer Alpenflüsse bleibt auch zu bedenken, daß die nach der Wasserseite zurückströmenden Sickerwässer die durchsickerten Dammassen und die Böschungsbekleidung abschieben wollen. Die wasserseitige Böschung ($\operatorname{tg}\beta$) wird daher, schon um eine gute Rasendecke zu erzielen, bei Kiesdämmen unter 2 m Höhe gleich 2 : 3, über 2 m gleich 1 : 2 genommen. Die Schleppkräfte des Flusses und durch irgendwelche Zufälligkeiten verursachte Queranfälle vermögen bei geschiebeführenden Flüssen mit ihrem starken Gefälle, die oft auch Grobzeug wie Baumstämme mit sich führen, die Böschungsflächen anzugreifen; namentlich am Dammfuß können dadurch Auswaschungen entstehen, selbst in begradigten Flußstrecken. Bei solchen Gebirgsflüssen empfiehlt es sich aus diesen Gründen schon bei Dämmen unter 2 m, die wasserseitige Böschung im Verhältnis 1 : 2 anzulegen. Bei sehr hohen Dämmen und großen Tiefen aber wird man bis zu einer bestimmten Höhe eine Neigung von 1 : 3 oder noch flacher nehmen und dann erst die Böschung in die steilere Neigung von 1 : 2 übergehen lassen. Es bleibt aber immer zu beachten, daß die wasserseitige Böschungslinie möglichst kurz sein soll, um, wie erwähnt, dem eindringenden Wasser eine möglichst geringe Sickerfläche darzubieten. Eben deshalb wird man auch eine Berme wasserseits tunlichst vermeiden; erscheint aber eine solche für die Stützung der Rasendecke wünschenswert, so ist sie möglichst schmal zu machen.

Auch die Überlegungen, nach denen die landseitige Böschung festzusetzen ist, führen zu sich widersprechenden Forderungen. Zunächst einmal wäre es für den Bestand der Böschungen vorteilhaft, wenn der zu erwartende Sickerwasseraustritt an der landseitigen Böschung in möglichst geringer Höhe über dem gewachsenen Boden des Binnenlandes stattfände. Diese Rücksicht verlangt eine steile Neigung, wie aus den angeführten Rechnungsbeispielen hervorgeht, in denen die Anwendung von Gl. 2 gezeigt wurde. Nun würde wohl das grobkörnige Material der binnenseitigen Schotterdammeinlage eine steilere Neigung vertragen. Allein diese hat wieder den Nachteil, daß durch eine starke Neigung der landseitigen Böschung und die damit verbundene geringe Höhe des Sickerwasseraustritts das Gefälle und damit auch die Geschwindigkeit, u. U. sogar auch die Menge des Sickerwasserstromes zunimmt. Daher empfiehlt es sich im allgemeinen, auch landseitig nicht unter eine Neigung von $\operatorname{tg}\alpha$ gleich 1 : 2 herunterzugehen.

III. Untersuchungen mit Rücksicht auf die auftretenden Kräfte.

Wie schon angedeutet, läßt sich die Standsicherheit eines Hochwasserdammes nicht so einfach wie die eines massiven Bauwerks nachweisen. Die Ursachen eines Dammbruches sind vielfach auch ganz verschieden von denen, den Einsturz eines massiven Bauwerks zur Folge haben.

Zunächst verlangt jeder Schüttkörper, auf den nur das Eigengewicht wirkt (auf dem also keine einseitige Wasserlast ruht), die ihm zukommende natürliche Böschung. Diese Bedingung braucht nicht weiter untersucht zu werden, da sie schon bei Festsetzung des Mindestquerschnitts Berücksichtigung fand.

Dagegen muß auf die Wirkung des einseitigen Wasserdrucks näher eingegangen werden. Übersteigt dieser ein gewisses Maß, so überwindet ein Teil des Dammkörpers die Reibungskräfte und rutscht schließlich nach irgend einer Gleitfläche ab; dabei können Pressungen und Schoppungen im abrutschenden Erdkörper auftreten, durch die die abgleitende Bewegung gehemmt wird. Rechnerisch läßt sich das kaum in befriedigender Weise erfassen. Dagegen läßt sich wenigstens für die Auflagerschicht nachweisen, daß die Sicherheit gegen Gleiten nach der Wagerechten vorhanden ist, und eine solche Untersuchung erscheint angebracht, weil es denkbar ist, daß sich ein Damm ohne wesentliche Formänderung entlang der wagerechten Auflagerfläche verschiebt.

Der ungünstigste Fall dafür ist, daß der Dammkörper vom Sickerwasser durchsättigt einen Auftrieb erfährt. Der Einfachheit halber wird die Erdkörper von der Höhe H und der Grundlinienlänge L zugrunde gelegt, ner aus Kiesmaterial vom Eigengewicht $\gamma_m = 2{,}0$ t/m³ und von einer Hohlraumziffer $\mu = 0{,}25$ geschüttet ist und bei dem die Reibungsziffer des Schütt- und Grundmaterials höchstens $\operatorname{tg}\varrho = 0{,}5$ beträgt. Es besteht dann Gleichgewicht gegen Verschieben entlang der Auflagerschicht, wenn für die Längeneinheit die Bedingung erfüllt ist:

[Dammgewicht — Auftrieb] · Reibungsziffer ≧ seitlicher Wasserdruck

$$\left[\frac{H\cdot L}{2}\cdot\gamma_m - \frac{H\cdot L}{2}(1-\mu)\cdot\gamma\right]\cdot\operatorname{tg}\varrho \geqq \frac{H^2}{2},$$

wobei $\frac{H\cdot L}{2}(1-\mu)$ = Damminhalt auf der Längeneinheit nach Abzug der Hohlräume, die für den Auftrieb nicht in Betracht kommen;

γ = spezifisches Gewicht des Wassers = 1,0.

Es wird:

$$\left[\frac{H\cdot L}{2}\cdot 2{,}0 - \frac{H\cdot L}{2}(1-0{,}25)\cdot 1{,}0\right]\cdot\frac{1}{2} \geqq \frac{H^2}{2} \quad \text{bezw.} \quad 0{,}6\,L \geqq H.$$

Auch dieser Bedingung entspricht der schon unter II empfohlene Mindestquerschnitt.

Neben dem sogenannten äußeren Wasserdruck von der Wasserseite her kann nach Schaffernak ein Dammbruch auch durch die dynamische Wirkung der durchziehenden Sickerwasser herbeigeführt werden. Durch den Sickerwasserstrom werden Reibungskräfte erzeugt, die den Schleppkräften im offenen Flußlauf entsprechen und eine Spülwirkung hervorrufen, besonders dort, wo größere Hohlräume vorhanden sind. Schaffernak gibt auch für diese Reibungskräfte eine mathematische Beziehung und empfiehlt, durch Laboratoriumsversuche diejenige spezifische Reibungskraft festzustellen, der ein bestimmtes Materialgemisch ausgesetzt werden darf, ohne daß eine derartige verderbenbringende Spülwirkung zu befürchten ist, so daß sich danach die geeignete Materialzusammensetzung bestimmen läßt. Es erscheint aber zweifelhaft, ob sich bei den groben Verhältnissen, wie sie beim Bau ausgedehnter HW-Dämme bestehen, die Ergebnisse solch feiner Untersuchungen berücksichtigen lassen.

IV. Untersuchung, inwieweit die Dammabmessungen den Austritt größerer Sickerwassermengen zu verhindern vermögen.

Auf zwei verschiedenen Wegen kann man versuchen, sich Klarheit darüber zu verschaffen, ob der im einzelnen Falle gewählte Mindestquerschnitt ausreicht, an der binnenseitigen Böschung einen stärkeren Sickerwasseraustritt zu verhüten, nämlich mittels Rechnung und auf dem Wege des Vergleichs mit bestehenden HW-Damm-Anlagen. Bei diesen Untersuchungen wäre auf das vorhandene Dammaterial, die Untergrund- und Grundwasserstandverhältnisse sowie die Dauer der Hochwasserstände Rücksicht zu nehmen.

1. Weg der Rechnung.

Bei den weiteren Betrachtungen ist zu unterscheiden, ob der Untergrund fähig ist, das in den HW-Damm eindringende Sickerwasser aufzunehmen oder nicht.

Zunächst soll angenommen werden, daß der Untergrund dieses nicht mehr vermag. Die Sickerlinie stellt sich dann verschieden ein, je nachdem, ob die Zeit für die Ausbildung eines Beharrungszustandes der Sickerwasserbewegung ausreicht oder nicht. Beide Fälle sollen für sich besprochen werden. Der ungünstigste Fall ist der erstere, wenn ein Beharrungszustand der Sickerwasserbewegung eintritt. Auch durch noch so reichliche Dammabmessungen läßt sich dann nicht vermeiden, daß Wasser an der landseitigen Böschung austritt. Gerade hier wird man daher die Schotterdammeinlage, die schon bei Festlegung des Mindestquerschnitts empfohlen wurde, kräftig ausbilden. Im zweiten Falle aber, wenn es nicht zur Ausbildung eines Beharrungszustandes kommt, wie es bei kurz dauernden HW-Wellen, raschem Anstieg und raschem Abfall eintritt, wechselt der Sickerwasserzufluß, wie erwähnt, mit der Höhe des Wasserstandes im Fluß. Bei der Querschnittsbemessung gilt es nun zu untersuchen, inwieweit der sich einstellenden Sickerwasserbewegung genügend Zeit zur Verfügung steht, um noch bei den hohen Ständen den Dammkörper mit Wasser zu sättigen. Meist will man höchstens erst bei den niedrigen Ständen des fallenden Wassers zulassen, daß es landseitig zu einem Austritt der Sickerwasser kommt. Für Durchführung einer Rechnung ist die Kenntnis der in den Damm eintretenden Sickerwassermenge erste Voraussetzung. Diese Menge kann auf Grund von Messungen an Entwässerungsgräben bestehender HW-Damm-Anlagen oder an Kanaldämmen von Wasserkraftanlagen einigermaßen genau eingeschätzt werden. Nur um den Rechnungsgang zu zeigen, soll hier die Sickerwassermenge aus dem Vergleich mit den Ergebnissen der von der Bayerischen Landesstelle durchgeführten Verarbeitungen von Grundwasserbeobachtungen abgeleitet werden. Es schluckten beispielsweise die Versitzbecken am Hachinger Bach unweit von Berg. a. Leim (5 km östlich von München) bei einer Fläche von 2400 m², 1,5 m Wassertiefe und einem Hohlraumverhältnis des Untergrundes von $\mu = 0{,}25$ (gewachsener Schotterboden) rd. 160 l/Sek. Nimmt man einen Dammquerschnitt nach Abb. 5 an und legt die gleiche Hohlraumziffer zugrunde, so bemißt sich auf 1 m Dammlänge die Sickerfläche der wasserseitigen Böschung zu 9 m². Unter der Voraussetzung gleicher Verhältnisse wie bei der Versitzanlage am Hachinger Bach tritt in die Sickerfläche von 9 m²/lfd. m Damm eine Sickermenge von x l/Sek. ein. Dafür besteht die Beziehung:

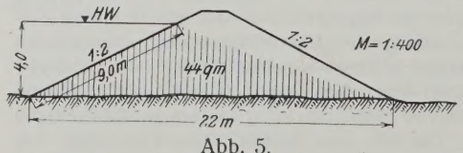


Abb. 5.

$$x = \frac{160}{2400}\cdot 9 = 6 \text{ l/Sek.}$$

Die äußerste zulässige Durchtränkung des Querschnitts ist in Abb. 5 durch die schraffierte Fläche gekennzeichnet. Sie beträgt 44 m², was einem durchtränkten Erdkörper von 44 m³ auf 1 lfd. m Dammlänge entspricht. Diese beanspruchen eine Sättigungsmenge von

$44\,\mu = 44 \cdot 0{,}25 = 11\ m^3$. Bei einer Sickermenge von 6 l/Sek. bedarf es dazu rd. 18 400 Sek. = rd. 5 Stunden; d. h. wenn der Damm 5 Stunden lang der Benetzung durch den höchsten Stand ausgesetzt ist, so ist seine Sättigung mit Wasser so weit vorgeschritten, daß der landseitige Wasseraustritt beginnt. Tatsächlich wird es noch früher dazu kommen, weil die Sickerfläche schon während des Wellenanstieges beansprucht wird. Diese Rechnung müßte für verschiedene Dammschichten und für verschiedene Durchtränkungszustände (Abb. 1) durchgeführt werden. Nun ist allerdings zu bedenken, daß diesem Rechnungsbeispiel viel zu ungünstige Annahmen zugrunde liegen; denn hier beim Hachinger Bach stand die Sickerfläche unter dem gleichmäßigen Druck einer 1,5 m tiefen Wassersäule; auch ist bei einem HW-Damm die wasserseitige Böschung mehr oder weniger verschlickt und daher in geringerem Maße durchlässig. Die auf 1 lfd. m Damm treffende Sickerwassermenge wird daher ein Vielfaches kleiner angenommen werden dürfen.

Noch weniger als im Falle undurchlässigen Bodens läßt sich das Maß der Durchtränkung eines HW-Dammes bei wasseraufnahmefähigem Untergrund überblicken. Dammkörper einschließlich Dammgrund und Binnenland werden hier zu einer zusammenhängenden, wasserführenden Schicht, solange die geneigte Sickerlinie nicht die landseitige Böschung überschneidet. Man darf ohne weiteres sagen, daß dort, wo der Untergrund eindringendes Sickerwasser aufnehmen kann, viel weniger die Gefahr eines binnenseitigen Wasseraustritts besteht. Bei einem Grundwasserspiegel, der 1 bis 2 m unter der Bodenoberfläche liegt, vermag unter Umständen schon ein HW-Damm von den Mindestabmessungen tagelanges HW auszuhalten. Rechnerisch lassen sich diese Einflüsse allerdings kaum bewerten. Wollte man ähnlich vorgehen, wie es an Hand von Abb. 5 besprochen wurde, so müßte man bezüglich der Begrenzung der wasseraufnahmefähigen Bodenschicht weitere Annahmen machen; daher empfiehlt sich vielleicht der jetzt zu besprechende zweite Weg.

2. Weg des Vergleiches mit bestehenden HW-Damm-Anlagen.

Besonders, wenn es sich um eine Dammerhöhung handelt, wird man den im folgenden beschriebenen Weg benutzen. Aber auch bei Neuanlagen sollte man stets die Abmessungen ausgeführter Dämme zum Vergleich heranziehen. Doch ist das nur dann von Wert, wenn auch die dort bestehenden Verhältnisse, die Einfluß auf die Sickerwasserbewegung haben, entsprechend berücksichtigt werden. Angaben über bewährte Dammabmessungen sind nutzlos, wenn nicht gleichzeitig über das zur Verwendung gekommene Dammaterial, über Dauer der HW-Stände und Durchlässigkeit des Untergrundes Aufschluß gegeben wird.

Der einzuschlagende Weg lehnt sich an das Vorgehen an, das bei der „Ermittlung des Normalprofils für die Rekonstruktion des linksufrigen HW-Schutzdammes in der Wiener Donaustrecke" von Oberbaudirektor Ing. Rudolf Reich angewandt wurde.[2]) In einer bestehenden Dammstrecke sucht man einen Dammquerschnitt aus, der erfahrungsgemäß bei den Hochwässern standhielt und von dem man annehmen kann, daß er bis zum äußersten beansprucht war. Von ihm wird bei der Bemessung des neuen Dammes ausgegangen. Wenn dieser Vergleichsquerschnitt nicht voll ausgenutzt war, so wird damit eine zu ungünstige Annahme, also eine gewisse Sicherheit der Rechnung zugrunde gelegt. Es ist aber auch sorgfältig zu erheben, inwieweit zwischen Vergleichsdamm und geplantem Damm Unterschiede des Dammaterials, der Schüttungsart, der Untergrundverhältnisse und insbesondere der Grundwasserstandhöhe bestehen. Man muß dann gefühlsmäßig abwägen, in welchem Maße beim Vergleichsdamm die Verhältnisse günstiger oder ungünstiger liegen. Je nachdem wird man den geplanten Damm reichlicher oder geringer bemessen. Dagegen lassen sich die Unterschiede in der Dauer der HW-Stände in einfacher Weise berücksichtigen. Der Gedankengang ist dabei folgender:

Von der Vergleichsdammstrecke ermittelt man die Benetzungsdauer der einzelnen Dammschichten und bringt sie durch Auftragen in ein Koordinatennetz mit den Dammbreiten in Verbindung. Die gefundene Beziehung überträgt man auf den geplanten Damm, berücksichtigt aber dabei, ob dort die Zeitdauer der Benetzungen größer oder kleiner ist als in der Vergleichstrecke. In gleicher Weise stellt man die Höhe des Wasserdrucks, durch den die Dämme in den verschiedenen Schichtenhöhen beansprucht werden, den wechselnden Breiten der Dammschichten gegenüber. Die Durchführung der Aufgabe gestaltet sich folgendermaßen:

[2]) Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, XXI. Jahrgang, Heft 17, Wien 1915.

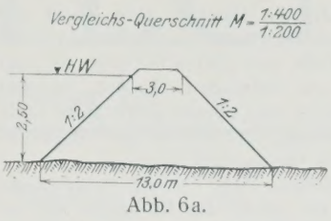


Abb. 6a.

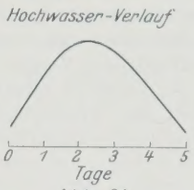


Abb. 6b.

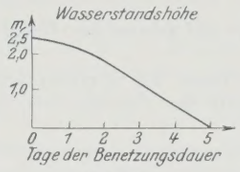


Abb. 6c.

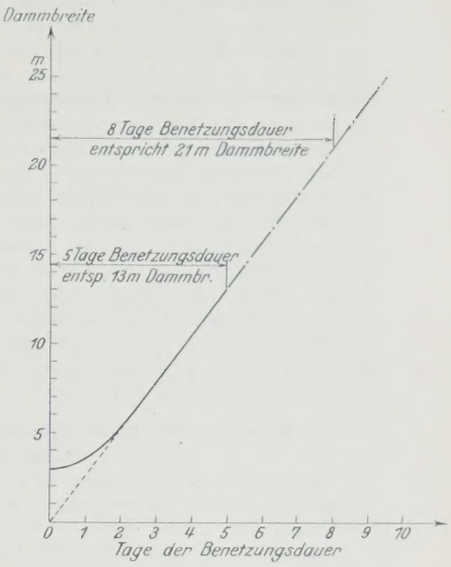


Abb. 6d.

Gegeben ist der Vergleichsquerschnitt (Abb. 6a). Bekannt ist auch, welchem längstdauernden Hochwasser der Damm Widerstand zu leisten vermag, ohne daß binnenseits Sickerwasser in größeren Mengen austritt. Aus Pegelbeobachtungen läßt sich feststellen, welchen Verlauf dieses für den Vergleichsdamm ungünstigste HW nahm. Abb. 6b soll diese HW-Welle darstellen. Aus ihr ergibt sich Abb. 6c, wo die Benetzungsdauer in den einzelnen Wasserstandhöhen bezw. in den verschiedenen Dammschichten aufgetragen ist. Aus dieser Darstellung hinwiederum lassen sich die Breiten der einzelnen Dammschichten in Beziehung bringen zur Benetzungsdauer (Abb. 6d). Da HW-Wellen zumeist angenähert symmetrische Form haben, so hat auch die Beziehungslinie von Abb. 6d einen zügigen Verlauf. Im Bereiche der längeren Benetzungsdauer, wie sie in den unteren Schichten auftritt, wird sie linear sein, während sie bei den ganz kurzen Benetzungsdauern umbiegt. Es macht sich dort der Einfluß der Dammkronenbreiten bemerkbar, für deren Abmessungen praktische Erwägungen ausschlaggebend sind. Vom Standpunkte der Benetzungsdauer aus könnte sich die Dammkrone dem Werte gleich Null nähern, wie es die punktierte Linie von Abb. 6d andeutet. Vom Vergleichsquerschnitt wird nun auf die Abmessungen geschlossen, die dem geplanten Damm zu geben sind.

Gesucht werden die Abmessungen eines HW-Dammes, der Hochwässern von anderem Verlauf ausgesetzt ist. Der Rechnungsgang bleibt der gleiche, ob es sich um die Erhöhung eines bestehenden Dammes oder um eine Neuanlage handelt.

Zunächst wird für den geplanten Damm (wie für den Vergleichsdamm) der ungünstigste HW-Verlauf gesucht. Abb. 7b soll diesen darstellen. Wird wieder entsprechend Abb. 6c die Benetzungsdauer in den verschiedenen Dammschichten aufgetragen, so ergibt sich Abb. 7c. Die Dammschichtenbreite nun, die die einzelne Benetzungsdauer verlangt, kann man mit dem Zirkel der Abb. 6d entnehmen. Auf diese Weise wird Abb. 7d erhalten. Man weiß jetzt, welche Dammschichtenbreite den verschiedenen Wasserstandhöhen zukommt. Für den geplanten Querschnitt nimmt man die gleiche wasserseitige Böschung an, wie sie bei Besprechung des Mindestquerschnitts in Abschnitt II empfohlen wurden, und überträgt die Dammschichtenbreiten von Abb. 7d, so daß sich die punktierte Linie in Abb. 7a ergibt. Dadurch sind die landseitigen Böschungslinien festgelegt, wie sie Abb. 7a zeigt. Damit ist auch die Aufgabe gelöst und der Querschnitt entworfen, allerdings allein vom Standpunkte der Benetzungsdauer.

In gleicher Weise, wie bei der Bewertung der HW-Standsdauer, kann auch bei der Berücksichtigung der statischen Kräfte infolge des höchsten Wasserdrucks vom Vergleichsdamm ausgegangen werden. Auch das soll an dem Beispiel erläutert werden. Beim Vergleichsquerschnitt betrug in der Höhe des höchsten Wasserstandes die Dammschichtenbreite gleich 3 m entsprechend Abb. 6a. In der Schicht des HW-Höchststandes ist

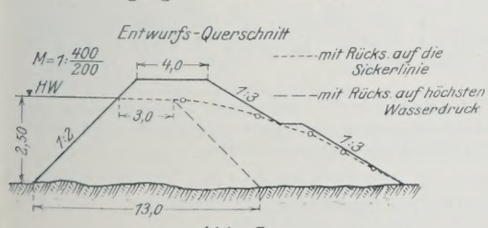


Abb. 7a.

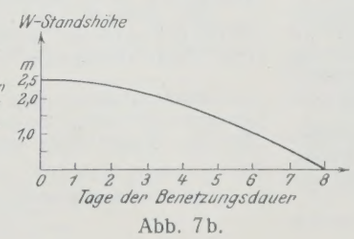


Abb. 7b.

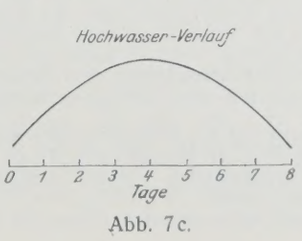


Abb. 7c.

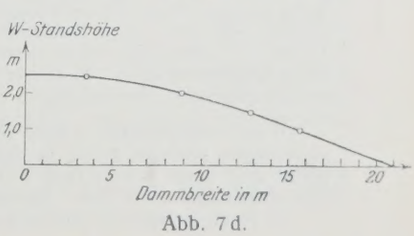


Abb. 7d.

daher dem Entwurfsquerschnitt von Abb. 7a ebenfalls eine Breite von 3 m zu geben. In gleicher Weise ist die Dammschichtenbreite von 13 m, die der Vergleichsquerschnitt bei der Tiefe von 2,50 m hat (Abb. 6a), auf den Entwurfsquerschnitt von Abb. 7a zu übertragen. In Abb. 7a sind die beiden so gefundenen Punkte durch eine gerade gestrichelte Linie verbunden. Sie stellt die Dammbegrenzung dar, wie sie der Vergleichsdamm allein mit Rücksicht auf höchsten Wasserdruck verlangt.

Die Begrenzungslinie des Entwurfdammes (Abb. 7a) muß beide Linien in sich schließen, sowohl die Linie, die allein mit Rücksicht auf die Benetzungsdauer gefunden wurde, wie auch die, die die alleinige Rücksicht auf den höchsten Wasserdruck ergab. Man darf dann sagen, daß nach diesen Gesichtspunkten hin der Entwurfsquerschnitt dem Vergleichsquerschnitt gleichwertig ist. Bis hierher läßt sich der Vergleich scharf durchführen. Wenn aber beim Vergleichsquerschnitt das Schüttmaterial von anderer Durchlässigkeit oder insbesondere die Grundwasserstandverhältnisse verschieden gelagert sind, so läßt sich nur mehr abwägen und einschätzen, inwieweit durch diese günstigere oder ungünstigere Beeinflussung der Entwurfsquerschnitt zu ändern ist.

V. Änderung des Mindestquerschnitts auf Grund der Untersuchungen.

Es bleibt noch zu erörtern, in welcher Weise die Abmessungen des Mindestquerschnitts zu vergrößern sind, falls das Ergebnis der Untersuchungen dazu führen sollte.

Zunächst wird man immer die Dammkronenbreite entsprechend vergrößern. Als wasserseitige Böschung wird man die des Mindestquerschnitts beibehalten. Eine Unterbrechung der wasserseitigen Böschung in Form einer Abtreppung wird man aus den bei Besprechung des Mindestquerschnitts bereits angeführten Gründen vermeiden. Dagegen ist gegen eine Abtreppung der landseitigen Böschung nichts einzuwenden. Es wird dadurch nicht allein unnötiger Materialaufwand vermieden, sondern in willkommener Weise auch der über der Sickerlinie lastende Erddruck vermindert; denn entlang der Sickerlinie können leicht feine Risse und Durchsackungen entstehen, durch die sich eine Gleitfläche ausbilden kann. Eine solche ist um so ungefährlicher, je geringer die darauf wirkenden Massen sind. Die Abtreppung landseits muß aber so hoch gelegt werden, daß sie von der Sickerlinie bei undurchlässigem Boden, Beharrungszustand und gleich durchlässigem Schüttmaterial nicht überschnitten wird. Gl. 1 u. 2, die im Abschnitt II erläutert wurden, geben die Handhabe zur Beurteilung. Der über der Abtreppung liegende Böschungsteil kann steiler gehalten werden als die Neigung des unteren Dammteils (Abb. 1). Handelt es sich um die Erhöhung oder Verstärkung eines Dammes, so wird die Dammverbreiterung vielfach an der wasserseitigen Böschung angebracht, weil dadurch der Zusammenhalt mit dem alten Dammkörper am sichersten gewährleistet ist. Auch eine Verstärkung landseits wird in manchen Fällen in Frage kommen, wenn man z. B. den Abflußquerschnitt des HW-Bettes nicht verkleinern oder wenn man den Dichtungsmantel an der Wasserseite nicht aufreißen will, oder wenn das vorhandene Material nur für eine landseitige Verwendung geeignet ist.

Die Ausführungen bezogen sich auf geschüttete Volldämme aus durchlässigem Baustoff. Die angegebenen Werte für Böschungsverhältnisse, Durchlässigkeit usw. betrafen gewöhnlichen Flußkies. Bei Verwendung eines anderen durchlässigen Materials wie Sand, Schlick usw. werden sich nicht allein diese Zahlenwerte entsprechend ändern, sondern wegen des grundsätzlich verschiedenen Verhaltens dieser Materialien bei Durchtränkung ergeben sich auch neue Gesichtspunkte für die Querschnittbemessung von HW-Dämmen, worauf hier nicht weiter eingegangen werden soll. Die grundsätzlichen Betrachtungen über Sickerlinien behalten aber ihre Gültigkeit

Werden statt HW-Volldämmen Überlaufdämme gebaut, die bei einem bestimmten HW-Stand überronnen werden, so treten die hier behandelten Untersuchungen in den Hintergrund. Für ihre Querschnittbemessung ist in erster Linie die Forderung maßgebend, daß die landseitige Böschung nicht von der Schleppkraft des überlaufenden Wassers zerstört wird.

Nicht minder wichtig aber als die richtige Querschnittbemessung ist für jede Art von Hochwasserdämmen die sorgfältige bauliche Ausbildung und Unterhaltung der Dammanlagen. Genügt doch schon eine einzige schwache Stelle, um den Dammschutz hinfällig zu machen.

Vermischtes.

Inbetriebnahme des Achensee-Kraftwerkes. Am 19. September 1927 ist das Achensee-Kraftwerk, dessen erster Ausbau nunmehr beendet ist, durch den Bundespräsidenten Hainisch eröffnet worden. Die in dreijähriger Bauzeit von der Tiroler Wasserkraftwerke A.-G. ausgeführte Hochdruckspeicheranlage stellt die größte Wasserkraftanlage der österreichischen Alpenländer dar. Der Ausbau dieses Spitzenwerkes beruht auf dem Gedanken, das rd. 400 m betragende Gefälle zwischen dem Südende des 6,75 km² großen Achensees bei Seespitz (929 m ü. M.) und dem Inn bei Jenbach (530 m ü. M.) auszunutzen, deren gegenseitiger Uferabstand rund 5 km beträgt.[1]) Während bei dem ähnlich gearteten Walchenseewerk die Gefällstufe 200 m beträgt, mißt der Abstand zwischen dem 16,4 km² großen Walchensee und Kochelsee nur 2 km; das Einzugsgebiet des Achensees ist an der Sperrstelle bei Scholastika 106,2 km², das des Walchensees beim Ausfluß der Jachen 74 km². Da der zum Einzugsgebiet der Isar gehörige natürliche Abfluß des Achensees, der Achenbach,[2]) bekanntlich am Nordende liegt, mußte der — im übrigen sehr schwankende — Seeabfluß (i. M. 3,68 m³/Sek.) durch Umbau der bestehenden Wehranlage entsprechend den Bedürfnissen der Wasserwirtschaft des Werkes geregelt werden (Seesperre). Das am Südende des Sees bei Seespitz gelegene Entnahmebauwerk liegt 13,5 m unter dem höchsten Seespiegel und gestattet die Entnahme von 25 m³/Sek. größter Betriebswassermenge (gespeicherte Wassermenge bei 5 m größter Seeabsenkung 36 Mill. m³). Diese wird in einem rd. 4,6 km langen kreisrunden Betondruckstollen von 2,75 m l. W. (2 Fensterstollen von 43 und 500 m Länge, d. h. sechs Angriffsorte mit je einem durchschnittlichen Tagesfortschritt von 5,4 m) durch die aus Wettersteinkalk und Reichenhaller Schichten (Rauhwacken, Kalke, Tonschiefer) bestehenden Bergmassive des Bärenkopfes, Schwarzeckes und Weihnachtseckes zu dem am Südhange des Weihnachtseckes ausgesprengten 46 m hohen Wasserschloß geführt, dessen untere Kammer 500, dessen obere 2200 m³ Inhalt hat. Von hier durchfließt das Betriebswasser einen mit Stahlblech ausgekleideten Druckschacht von 2,30 m l. Durchm. und 520 m Länge und gelangt zu dem an der Talsohle bei Jenbach errichteten Maschinenhause. In diesem sind zunächst drei Maschinensätze (zweidüsige Freistrahlturbinen) zu je 8000 PS für die Belieferung der österreichischen Bundesbahnen mit Einphasenwechselstrom und zwei weitere Maschinensätze von je 15 350 PS zur Erzeugung von Drehstrom für die allgemeine Elektrizitätsversorgung aufgestellt. Die Umformung der elektrischen Energie von 5000 V zur Fernleitung geschieht in Freiluftanlagen in unmittelbarer Nähe des Maschinenhauses, und zwar beim Bahnstrom auf 55 000 und beim Drehstrom auf 115 000 V. Das ausgenutzte Betriebswasser wird — ohne Durchfließung eines Gegenweihers — in offenem Unterwasserkanal dem benachbarten Innfluß zugeleitet. Im derzeitigen ersten Ausbauzustande beträgt somit die Spitzenleistung des Achenseekraftwerkes 54 700 PS entsprechend einer Jahresarbeit von mindestens 90 Mill. kWh.

Durch den seit Beginn dieses Jahres im Gange befindlichen Vollausbau, dessen Beendigung bis Herbst 1929 zu erwarten ist, soll die Maschinenleistung auf 124 700 PS und die erzeugbare Jahresarbeit auf rd. 150 Mill. kWh gesteigert werden. Diese noch im Gange befindlichen Erweiterungsarbeiten, die namentlich der Verbesserung der Wirtschaftlichkeit dienen, bestehen in der Einleitung eines rechtsuferigen Zuflusses zum Achenbach, des Ampelsbaches, sowie in dem Überpumpen einiger unterhalb des Sees im Achental bei Achenkirch entspringender Quellen mit 1 m³/Sek. durchschnittl. Ergiebigkeit. Die Einleitung dieser Gewässer geschieht nach Errichtung einer Sperrmauer im Ampelsbachtal durch ein mehr als 7 km langes Gerinne, das zuerst als Stollen, dann als offener Kanal dem Nordende des Sees unweit Scholastika zugeleitet wird.

Das Entnahmebauwerk, der Druckstollen, das Wasserschloß und der Druckschacht sind bereits im ersten Ausbau für die Vollausnutzung bemessen worden, so daß nur das Krafthaus in Jenbach und dessen maschinelle und elektrische Einrichtungen einer dem Vollausbau entsprechenden Erweiterung bedürfen. Dem künftigen Bedarf der Bundesbahnen wird durch die Aufstellung eines vierten Maschinensatzes von 8000 PS Leistung entsprochen werden, während zur Drehstromerzeugung noch zwei Maschinensätze von je 31 000 PS Leistung aufgestellt werden. Zur Unterbringung dieser drei neuen Maschinensätze ist das Maschinenhaus bereits verlängert worden; eine entsprechende Erweiterung der Freiluftumspannanlagen ist im Gange.

Ein besonderer Vorzug dieser neuesten Wasserkraftanlage ist, daß die erheblichen Kraftmengen, die nach dem Vollausbau zur Verfügung stehen werden, bereits im Wirtschaftsleben untergebracht sind. Neben der Stadtgemeinde Innsbruck, die im Jahre 1919 den Achensee vom Benediktinerstift Fiecht gekauft hat, und anderen Inntal- und Achentalgemeinden, werden die österreichischen Bundesbahnen allmählich bis zu 40 Mill. kWh jährlich abnehmen, während jährlich rd. 85 Mill. kWh gemäß Stromlieferungsvertrag vom 18. November 1926 an die Bayernwerk A.-G. abgegeben werden. Zur Fortleitung dieser Strommengen ist eine 115 000 bezw. 125 000 V-Leitung von Jenbach über Innsbruck zur Landesgrenze zwischen Scharnitz und Mittenwald erbaut worden, wo der Anschluß an das Leitungsnetz der Bayernwerk A.-G. stattfindet.

Die Bauausführung lag in den Händen der Bauunternehmungen K. Innerebner und Architekt A. Mayer, Innsbruck, A. Porr G. m. b. H. und Union-Baugesellschaft in Wien. Mdt.

[1]) Die Öffentlichkeit wurde zuerst auf die Wasserkraft des Achensees aufmerksam gemacht durch die Schrift: C. H. Menghius, „Tirols Wasserkräfte und deren Verwertung". Herausgegeben von den Handels- und Gewerbekammern in Tirol. Innsbruck 1900.

[2]) Vereinigt sich als Walchenbach auf bayerischem Gebiet mit der Isar.

INHALT: Seilaufzug für ein Schiffshebewerk. — Der Entwurf einer Brücke über den Hengsteysee bei Hagen. — Die Querschnittsbemessung von Hochwasserdämmen aus durchlässigem Material. — Vermischtes: Inbetriebnahme des Achensee-Kraftwerkes.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang — BERLIN, 14. Oktober 1927 — Heft 45

Alle Rechte vorbehalten.

Seilaufzug für ein Schiffshebewerk.

Erwiderung auf die Studie des Herrn Prof. Dr.-Ing. ehr. Krell in der „Bautechnik“ 1927, Heft 44.

Von **K. Burkowitz**, Ministerialrat im Reichsverkehrsministerium.

Herr Prof. Dr.-Ing. ehr. Krell hat den von der Reichswasserstraßenverwaltung bearbeiteten und zur Ausführung soeben ausgeschriebenen Entwurf eines Schiffshebewerkes für Niederfinow so heftig angegriffen, daß ich mich als am Entwurfe Beteiligter für verpflichtet halte, diese Angriffe zurückzuweisen, ehe sie unrichtige Anschauungen über den Regierungsentwurf aufkommen lassen.

Herr Krell stellt seiner abfälligen Beurteilung seinen eigenen Vorschlag entgegen.

Ich werde zuerst auf die leicht abzuwehrenden, weil auf unrichtigen Voraussetzungen beruhenden Angriffe eingehen und mich dann zu den Vorschlägen des Herrn Krell wenden.

In Krells Studie nimmt die Behauptung einen breiteren Raum ein, es sei „verboten worden“, den Seilen auch die Bewegung des Troges und seine Sperrung im Katastrophenfalle zu übertragen. Das ist unzutreffend. Im Reichsverkehrsministerium ist von solcher Vorschrift nichts bekannt. Auch im Ellerbeckschen Vortrage haben die Worte:

> „Während bei der für Niederfinow in Aussicht genommenen Anordnung die Gegengewichte mit ihren Seilen und Rollen nur eine Aufgabe haben sollen, nämlich die Auswuchtung, . . .“

offensichtlich nicht die Bedeutung, daß jede andere Verwertung der Seile, Gegengewichte usw. verboten sein solle, sondern sie stellen nur den Entwurf der Verwaltung für Niederfinow der Ausführung von Anderton gegenüber, wo die Seile vier Aufgaben (Funktionen) zu erfüllen haben, nämlich 1. Auswuchten, 2. Antrieb, 3. Katastrophenhalt, 4. Parallelführung. Das geht auch aus den von Herrn Krell ebenfalls angeführten Worten hervor:

> „es erscheint zweckmäßig, den Drahtseilen nur die eine Funktion der Verbindung zwischen Trog und Gegengewichten zu übertragen . . .“

Das von Krell ausgelassene Wörtchen „die“ ist nicht ohne Bedeutung, denn es zielt auf die weiter oben aufgezählten vier Funktionen in Anderton hin, von denen für Niederfinow nur die eine, nämlich die schon oben genannte erste des Auswuchtens in Anspruch genommen werden wird. Statt „zweckmäßig“ wäre sicher ein anderes Wort gewählt worden, wenn Herrn Ellerbeck auch nur entfernt der Gedanke gekommen wäre, daß es sich um ein Verbot jeder anderen Ausnutzung der Seile usw. handeln könnte.

Die Auslegung, die Herr Krell dem Begriff „Funktion“ des Ellerbeckschen Vortrages gibt, ist demgemäß abwegig, wenigstens soweit sie mit bezug auf den Vortrag gebraucht wird. Alle Folgerungen, die daran geknüpft worden sind, entbehren also der Beweiskraft. Es ist deshalb auch müßig, davon zu sprechen, daß „gerade beim Trogantrieb nach Loebell den Seilen mehrere Funktionen zugewiesen werden“, wobei als solche Funktionen aufgezählt werden: Überwindung von Seilsteifigkeit, Lagerreibung und Beschleunigungskräften. Obwohl das nicht „Funktionen“ im Sinne des Ellerbeckschen Vortrages sind, sei darauf eingegangen, weil Herr Krell Skizzen beigegeben hat, die einen ängstlich machen könnten; und wenn auch in einer Fußnote gesagt wird, die Abbildungen seien nicht maßstäblich, so ist doch von dieser Unmaßstäblichkeit ein Gebrauch gemacht worden, der irreführend ist. Wie liegen denn die Dinge in Wirklichkeit? Jedes Seil ist im gewöhnlichen Betriebe beiderseits mit etwa 22,5 t belastet. Im Versuchsturm in Dahlem ergaben die Versuche mit einem Doppelseil bei 90 t Gesamtbelastung Anfahrwiderstände von 0,118 bis 0,145 % der Gesamtlast, bestehend aus Last und Gegengewicht. Auf den Seilzug bezogen macht das 0,2 bis 0,3 % aus. In den Abbildungen 4 ist der Seilzug 45 mm lang dargestellt, also hätten alle Bewegungswiderstände bei maßstäblicher Wiedergabe zusammen höchstens $0{,}3 \times 45/100$, das sind 0,135 mm ausgemacht! Dieses Maß wäre gar nicht darstellbar gewesen. Man ersieht daraus die Belanglosigkeit der „Funktionen“, die die Seile nach Krellscher Auffassung im Verwaltungsentwurfe neben der Auswuchtung zu übernehmen haben, und welchen Irrtümern man verfallen kann, wenn man derart verzerrt gezeichnete Skizzen als bare Münze wertet.

Damit fallen aber auch alle die Befürchtungen in nichts zusammen, die Herr Krell von dem „Spazierenführen der Kräfte“ und von den dadurch ausgelösten Schwingungserscheinungen hegt. Kräfte der eben genannten Art, das sind die normalen Betriebskräfte, sind gegenüber den Kräften der Auswuchtung belanglos. Von einem „Spazierenführen“ zu reden, hätte höchstens dann Sinn, wenn die Betriebskräfte etwa in der Größenordnung der Normallasten lägen. Es bliebe höchstens noch zu erörtern, ob die zahlreichen kleinen Seilscheibenkräfte, die als Antriebkräfte kleinster Art allerdings vom Antrieb her den Troghauptträger und dann die Seile bis zu den Seilscheiben durchwandern, Anlaß zu Schwingungen des zweifellos schwingungsfähigen Gebildes trotz der geringen Hubgeschwindigkeit geben könnten. Schwingungsfähig ist der Trog, das Seilbündel, das Traggerüst, je für sich, aber jedes in einer anderen Periode. Es ist in höchstem Maße unwahrscheinlich, daß die drei voneinander unabhängigen und nur durch die straffen Seile gekuppelten Systeme in Resonanz geraten könnten, denn der Trog wird ganz andere Schwingungen auszuführen suchen als das Gerüst; vor allem werden die Longitudinalschwingungen der Seile stets sehr viel rascher verlaufen, als die an die großen Massen gebundenen des Troges und des Gerüstes. Die schwingungsfähigen Gebilde sind infolgedessen so starken Dämpfungen unterworfen, daß sich Schwingungen gar nicht zu bedrohlicher Höhe aufschaukeln können. Auch der Trog und die Gegengewichte können nicht in Schwingung gegeneinander geraten, weil alle Seilrollen und Lagerreibungen ebenfalls eine wirksame Dämpfung bilden. Es ist natürlich schwer, vielleicht gar unmöglich, die Vorgänge rechnerisch zu verfolgen; man muß deshalb die Versuche befragen, die in wahrer Größe und im Maßstab 1 : 5 von der Verwaltung angestellt worden sind.

Gerade diese Versuche geben Herrn Krell Anlaß, böse Schwingungen als Schreckgespenst an die Wand zu malen, also muß darauf näher eingegangen werden.

Zunächst der Versuch in wahrer Größe. Ein besseres Material für den handgreiflichen Nachweis nicht nur zu erwartender, sondern schon nachgewiesener Schwingungen konnte Herrn Krell anscheinend nicht beigebracht werden, als das Schaubild Abb. 42 des Ellerbeckschen Vortrages. Dieses Diagramm stammt aber nicht aus dem Antriebe von der Trogseite her, sondern, wie jeder aufmerksame Leser jenes Aufsatzes sofort finden wird, aus dem Antriebe der Seilscheibe über ein Räder- und Schneckentriebwerk. Dieser Antrieb ist in seinem Wesen so sehr ähnlich dem, was Herr Krell vorschlägt, daß man folgerichtig auch alle Befürchtungen, die er gegen diese Antriebsart aus dem Schaubilde herausliest, auf seinen Vorschlag beziehen könnte. Das will ich nicht tun, denn es handelt sich um ein offenkundiges Versehen.

Die Schwingungserscheinungen in jenem Schaubilde sind so zustande gekommen, wie es Herr Ellerbeck in Fußnote 23 dargestellt hat. Für die Versuche mit elektrischem Antriebe benutzte man anfangs einen Verbundmotor, der unbekümmert um die jeweilige Belastung seine Drehzahl beizubehalten suchte; zwischen ihn und die schwere Last war der Meßfederstab eines Dynamometers geschaltet. Man hatte also das Bild, daß eine mit gleichmäßiger Geschwindigkeit fortschreitende, in der Größe nicht beschränkte Zugkraft auf einer Bahn, die einen gewissen Widerstand verursachte, mit zwischengeschalteter Feder eine schwere Masse hinter sich her zog. Der Vorgang mußte dann der sein, daß die Zugkraft unter Dehnung der Feder über das Normalmaß hinaus so weit anwuchs, daß die erst zögernde Masse eine übermäßige Beschleunigung erfuhr und der Zugkraft vorauszueilen suchte. Diese sank dadurch, die Widerstände verzögerten die Bewegung unter das Normalmaß hinab, die Zugkraft wuchs wieder usw. So ist ganz zwanglos das Entstehen von Schwingungen, wie das Diagramm sie zeigte, zu erklären. Mit Triebkräften von der Trogseite her haben diese Schwingungen auch nicht das mindeste zu tun; ebensowenig sind die zwischen Trog und Gegengewichten liegenden elastischen Zwischenglieder daran irgendwie beteiligt. Lehrreich dafür sind die in Dahlem aufgenommenen Diagramme der Anfahrgeschwindigkeiten (Abb. 1) und der Anfahrwiderstände (Abb. 2), wo der Linienzug *G* für das Gewichtsverfahren, die Linienzüge *M* für den Antrieb mit Verbundmotor, *L* für den in der neu eingebauten Leonardschaltuug gelten. Abb. 2 besonders zeigt, wie viel geringer die Schwingungen durch diese Schaltung geworden sind, und beweist damit, daß die Schwingungen von dem Antrieb über den federnden Meßstab herrühren, nicht von irgendwelchen Elastizitätseigenschaften der unverändert gebliebenen Troglast und ihrer Auswuchtung. Die bei Abb. 1 *M* deutlich erkennbaren Schwingungen sind bei *L* sogar ganz verschwunden.

Herrn Krell sind auf Wunsch Ergebnisse der Versuche bereitwillig zur Verfügung gestellt worden; er hätte sich also über diese Dinge unter-

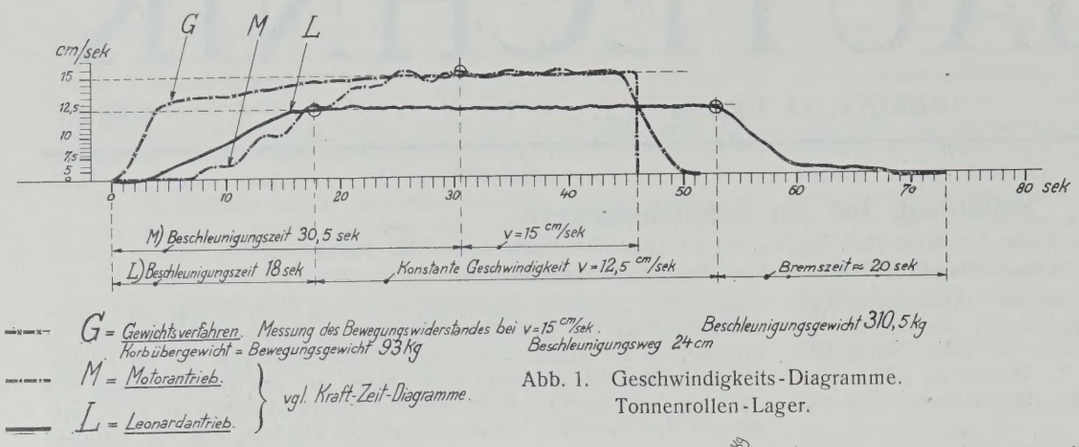
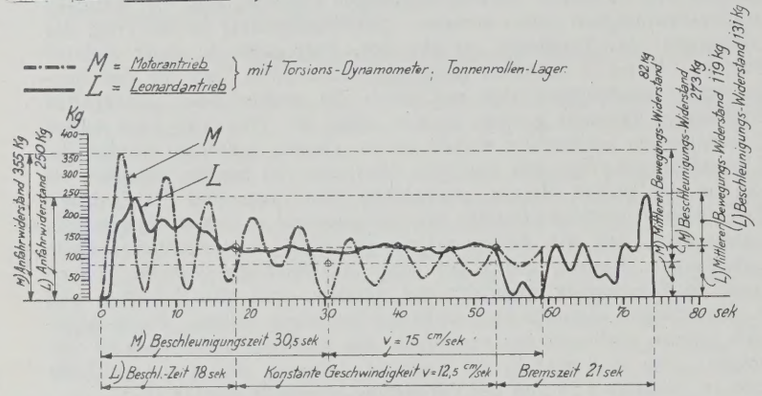


Abb. 1. Geschwindigkeits-Diagramme. Tonnenrollen-Lager.



Bemerkungen: 1. Die Kurve zu *L* ist bei Handsteuerung des Steuerreglers aufgenommen. Bei künftiger Steuerung des Reglers durch Motoranlasser ist ein noch gleichmäßigerer Verlauf der Kurve während der Beschleunigungsstrecke zu erwarten.

2. Versuchsseil zu *M* und *L* Dreikantlitzen-Seil, Längsschlag 48 mm ∅, rechts- und linksgängig, Felten & Guilleaume A.-G., Carlswerk.

Abb. 2. Kraft-Zeit-Diagramme der Anfahr- und Bewegungswiderstände.

richten und die Ursache für die Schwingungserscheinungen in dem von Ellerbeck veröffentlichten Diagramm leicht finden können.

Dann die Versuche 1 : 5 in Eberswalde, denen Herr Krell so große Bedeutung in ungünstigem Sinne beimißt. Er warnt vor dem ungewöhnlichen Wagnis im großen, da trotz der langen Versuchszeit noch verschiedene ungeklärte Fragen und Zweifel beständen. Auch das klingt abschreckend. Geht man aber den Dingen auf den Grund, dann sehen sie doch anders aus. Modellversuche sind zu begrüßen, wenn man am kleinen Modell die große Ausführung studieren will; für Schiffbau, Turbinenbau, Wasserbau haben Modellversuche Großes geleistet. Bei Betriebsmodellen wie dem hier vorliegenden muß man das einschränken. Man kann die Linearabmessungen des Bauwerkes zwar maßstäblich verkleinern, kann das aber schon aus Gründen der Herstellung nicht bis in alle Einzelteile hinein fortsetzen, am wenigsten bei Maschinenteilen, ohne dadurch auf Fehlerquellen zu stoßen, die man bei naturgroßer Ausführung vermeiden kann. Für das Hebewerk hatte man einen Spielraum des Drehriegels von 30 mm angenommen und versucht, das auch im Maßstab 1 : 5 durchzuhalten. Das ergab aber nur 6 mm beiderseitigen Spielraum. Demgegenüber zeigten die Zahnstangen, denen von der Maschinenfabrik bei Anfertigung und Montage nicht genügende Beachtung geschenkt worden war, einen ungleichmäßigen Verlauf ihrer Teilungen über die Förderhöhe hin, so daß an einigen Stellen Abweichungen von der Sollage bis zu 7 mm nachweisbar waren. Kein Wunder, daß dann Ritzel und Drehriegel nicht so zusammenarbeiteten, wie es nötig war; es wäre aber verfehlt, diese Ungenauigkeit, die für Maschinenbauarbeit ungewöhnlich groß war, dem System zur Last zu legen, und beim großen Bauwerke verhältnisgleiche Abweichungen in Aussicht zu stellen. Die Drehriegel konnten in dem Modell entsprechend abgedreht werden, da sie reichlich stark waren, und seitdem geht das Modell einwandfrei. Nur auf solche Beobachtungen mußte man verzichten, die man mit so fehlerhaften Zahnstangen schlechterdings nicht anstellen kann. Es kann und soll nicht bestritten werden, daß der Herstellung und dem Zusammenpassen der Zahnstangen und der Mutterbackensäulen sehr große Aufmerksamkeit gewidmet werden muß, doch gehen die Anforderungen nicht über das hinaus, was neuzeitlicher Maschinenbau zu leisten imstande ist; der Entwurf ist in dieser Hinsicht in ständiger Fühlungnahme mit maßgeblichen Vertretern der deutschen Industrie aufgestellt worden.

Am Modell 1 : 5 konnte jedenfalls alles Entscheidende festgestellt und erprobt werden. Die Krellschen Befürchtungen sind unbegründet. Was wegen der wenig genauen Ausführung dieses kleinen Modells an Versuchen zurückgestellt werden mußte, ist nicht mehr von Bedeutung. Auch dieses Modell hat aber gezeigt, daß bedrohliche Schwingungen bei dieser geringen Geschwindigkeit nicht zu erwarten sind.

Es ist deshalb auch nicht zutreffend, daß die Verwaltung besonders dicke und starre, unnachgiebige Seile gewählt habe, nur um die Schwingungsneigung zu bekämpfen; die „siebenfache Sicherheit“ ist vielmehr ohne Befürchtung von Schwingungen nur angenommen worden, um aufs vorsorglichste Seilbrüchen vorzubeugen.

Besonders schlecht kommt in der Studie der Drehriegel nach dem Patente 380 377 (Loebell) weg. Er wird gewissermaßen als der Sündenbock hingestellt, um den das ganze Hebewerk herumkonstruiert sei, dessentwegen eine Menge von Verlegenheitskonstruktionen ausgeführt sei. Es wird gesprochen von brutal angreifender Kraft der Sperrung in vier Punkten und von dem ebenfalls auf vier Punkte konzentrierten und doch unentschlossen federnden Ritzelantrieb.

Der Drehriegel ist gewiß ein notwendiges Übel, und man würde freudig darauf verzichten, wenn es eine andere, bessere Lösung zum Auffangen der Katastrophenlast gäbe. Im Vorschlage von Herrn Krell sehen ich und alle, die an dem Entwurfe mit gearbeitet haben, eine Lösung des Problems leider nicht. Lange Bemühungen, ohne Drehriegel auf anderem Wege, auch unter Ausschöpfung der gesamten Patentliteratur eine Lösung zu finden, sind ohne Erfolg geblieben. Ohne Sperrspindeln in irgendeiner Form geht es anscheinend nicht; das hat schon Henrichenburg trotz erheblich kleinerer Abmessungen bewiesen. Die Spindeln mußten mehrfach bei Trogleerlauf als Sperrorgane dienen. Der Drehriegel scheint doch aber gar nicht so schlecht zu sein, wie Herr Krell meint, sonst hätte die in Hebezeugfragen eine maßgebende Rolle spielende Deutsche Maschinenfabrik A. G., Duisburg (DEMAG) doch gewiß nicht ein eigenes Patent auf eine ähnliche Konstruktion genommen und diese in erbittertem Patentstreit bis vor der letzten Instanz verteidigt. Sie hätte sonst wohl auch kaum einen Patentstreit gegen das Patent 380 377 angestrengt und — verloren. Inhalt des Loebellpatentes ist, wie ich irrtümlicher Auffassung von anderer Seite hier entgegenhalten möchte, nicht der Drehriegel als solcher, sondern nur die Art, wie der Drehriegel bei Überlastung des Ritzels in Tätigkeit gesetzt wird, nämlich durch Nachgiebigkeit des Antriebsritzels. Man begegnet gelegentlich der irreführenden, vielleicht teilweise sogar mißverstandenen Bezeichnung „federnd gelagerte Ritzel“. Da die „Federung“ auch in der Krellschen Studie immer gerade dann erwähnt wird, wenn sie als Schwingungserregerin oder als Gleichgewichtsstörerin eine unerwünschte Rolle spielen könnte, so möchte ich folgendes klarstellen: „Das im Entwurfe der Reichswasserstraßenverwaltung angenommene Ritzel für den Trogantrieb ist als starr gelagert anzusehen, solange der Ritzelzahndruck unterhalb einer gewissen, im normalen Betriebe nicht erreichten Grenze bleibt. Seine durch vorgespannte Federn erreichte Nachgiebigkeit tritt erst dann in Wirksamkeit, wenn der Zahndruck im Ritzel jene Grenze überschreitet. Der Zahndruck wächst dann weiter, bis schließlich nach Ausnutzung eines Teiles des Federweges und der dabei zur Vernichtung der Massenwirkung frei werdenden Federarbeit die Drehriegel sich stoßfrei auf die Muttergewindegänge aufsetzen.“ Das nachgiebige Ritzel verhält sich also ähnlich wie das Sicherheitsventil eines Dampfkessels, das auch bis zum Erreichen des zulässigen Druckes als ein starrer Block anzusehen ist.

Es ist deshalb falsch, dem Drehriegel, oder richtiger dem nachgiebigen Ritzel irgendwelchen Einfluß auf Schwingungserscheinungen zuzuschieben, da die Federung nur im Katastrophenfalle in Wirksamkeit tritt.

Die Drehriegel sollen im normalen Betriebe die Muttergewindegänge nicht berühren, vielmehr absichtlich von ihnen um ein reichlich bemessenes Maß ferngehalten werden. Deshalb ist es auch abwegig, wenn bemängelt wird, die Drehriegel könnten sich bei dieser Betriebsweise nicht aufeinander einlaufen. Das ist nicht nur unnötig, sondern nicht einmal erwünscht. Man hat sich eine Zeit lang sogar mit dem Gedanken getragen, die Muttergewinde innen roh zu lassen, um im Bedarfsfalle größere Reibung zur Verfügung zu haben. Man ist davon vorläufig abgekommen, weil die Genauigkeit des rohen Stahlgusses wohl zu gering wäre; man wird sich aber wahrscheinlich mit einem einfachen Abschruppen begnügen können.

Man hat nicht „Jahre damit verbracht, um den Nachweis zu erbringen, daß das Patent 380 377 brauchbar sei“, sondern man hat vielmehr jahre-

lang versucht, auf anderem Wege zum Ziele zu kommen, aber vergebens. Erst der Drehriegel mit der Loebellschen Ritzelnachgiebigkeit brachte eine brauchbare Lösung. Und so wird der Drehriegel aus dem Hebewerke auch nur dann verschwinden, wenn die Ausschreibung bessere Vorschläge ergeben sollte.

Gegen das „federnde" Ritzel — ich gebrauche die Bezeichnung nur in dem von mir angegebenen Sinne! — ist auch noch eingewendet worden, daß sich der Trog beim Aufhängen an der Wasserhaltung unzulässig schief stellen könne. Im Ausmaße der Spielräume ist das natürlich möglich und bei dem Entwurfe auch berücksichtigt worden; der Trog wird dadurch nicht gefährdet, die Sperrvorrichtung noch viel weniger, da sie für erheblich größere Kräfte bemessen ist. Solch Fall ist aber als ungewöhnlicher, wenn auch nicht als Katastrophenfall, anzusehen und zu behandeln. Er wird eine Betriebsstörung verursachen, die durch Wasser-Zu- und -Ablaß in kurzer Zeit behoben werden kann. Beim Krellschen Vorschlage würde ein ähnliches Aufhängen eine Katastrophe bedeuten.

Der Drehriegel macht noch einige Konstruktionsteile notwendig, deren man bei reinem Seilantriebe entraten könnte (Pendelstützen, Schwingenlagerung usw.). Es handelt sich aber dabei um Maschinenteile, die man nach Größe und Beanspruchung voll beherrschen kann. Die Abb. 9 der Studie, die „doppeltgebrochene Säule", ist wieder etwas zum Ängstlichmachen, ganz wie Abb. 4. Man bringe sie in den richtigen Maßstab, vor allem in das richtige Verhältnis der seitlichen Ausschläge zu den Längen, und man wird sich von der Haltlosigkeit der Krellschen Befürchtungen überzeugen.

Und damit wäre ich bei den aufgezählten acht — oder sind es mehr? — „Stilwidrigkeiten", ja schlimmer noch, „Stillosigkeiten" des Reichsentwurfes. Die Technik hat zweifellos die Aufgabe, Form und Material in Einklang zu bringen mit dem technischen Zweck, und insofern nach Ansicht der „Studie" stilvoll zu handeln. Jeder Techniker oder „Ingenieur" im Sinne der „Studie" wird so zu handeln suchen; ob er damit aber immer zum Ziele kommen kann, ist leider zweifelhaft, denn oft sind Form und Material stärker als sein guter Wille. Auch dem besten Ingenieur sind Schranken seines Wollens und Könnens gesetzt. Er muß manchmal dem „Stil" Opfer bringen, um sein Ziel überhaupt zu erreichen.

Deshalb bedaure ich es außerordentlich, daß Herr Krell seine Studie zum Anlaß nimmt, um neben seiner sachlichen Kritik auch persönliche Angriffe gegen die am Entwurfe Beteiligten zu richten. Seine Worte:

> „Für den geborenen Techniker ist der Stil eine Selbstverständlichkeit, für den anderen, dem Fleiß und Ausdauer ersetzen sollen, was ihm die Natur an Anlagen versagte, wird er für immer ein Buch mit sieben Siegeln bleiben.
>
> Dem ersteren die praktische Bedeutung des Stilbegriffes in der Technik nachweisen zu wollen, hieße Eulen nach Athen tragen, den letzteren davon zu überzeugen, vergebliches Bemühen."

können jedenfalls anders nicht gedeutet werden. Ob Herr Krell Anlaß hat, den Stilbegriff in der Technik für sich in Anspruch zu nehmen und ihn anderen abzustreiten, muß er ja wissen. Für die an dem Entwurf Beteiligten aber trete ich vor die Öffentlichkeit und beanspruche für sie wenigstens gerechte Würdigung ihrer aufopfernden, durch keine Fehlschläge entmutigten Arbeit. Sie haben sich nicht mit Studien begnügen können, sondern mußten allen Dingen auf den Grund gehen; und wenn heute ein ausführungsreifer Entwurf vorliegt, so ist das ihr unbestrittenes Verdienst. Man mag an Einzelheiten, auch am gewählten System, sachliche Kritik üben; sie wird erwünscht und der Sache förderlich sein; persönliche Angriffe aber dienen der Sache nicht, ich verzichte daher auch, mich mit diesen Angriffen auseinanderzusetzen. Aber auch sachlich läßt sich viel erwidern.

Daß der Trog im Katastrophenfalle wie eine Brücke auf vier Auflager abgesetzt wird, soll stillos sein? Warum ist es bei einer Brücke nicht stillos?

Der Angriff ist an die Stellen gelegt worden, die die kleinsten Biegemomente und damit den geringsten Materialaufwand ergeben. Was ist daran stillos? Man braucht einen gut ausgewogenen Trog nicht gerade an den Enden zu fassen, um ihn parallel zu führen. Wenn man ihn also an den Stellen führt, wo er im Katastrophenfalle abgesetzt wird, statt besondere Führungen zu bauen, ist das stillos?

Wenn man zu den „wundervollen Eigenschaften der Elastizität der Seile" nach Versuchsergebnissen nicht das blinde Vertrauen hat wie der Verfasser der Studie, nämlich daß sie auch bei sehr großer Zahl von Parallelschaltungen sich brüderlich in die Last teilen werden, was ist dann vorzuziehen? Die stilvolle Vergewaltigung der eigenen Überzeugung oder der „stillose" Ausweg einer sicheren Konstruktion?

Über die geforderten Genauigkeitsgrade kann man natürlich verschiedener Ansicht sein. Es wird sich aber Gelegenheit bieten, später in verständnisvollem Zusammenarbeiten mit den ausführenden Firmen die Genauigkeitsgrade dem anzupassen, was der Zweck erfordert und die Industrie zu leisten vermag. Verfehlt wäre es, von vornherein Ungenauigkeiten zuzulassen, die nachher womöglich noch mehrfach überschritten werden.

Die Form des Gerüstes ergab sich aus der Kräfteverteilung und aus dem Verlangen nach eindeutiger Bestimmtheit aller Beanspruchungen, zumal da die tiefe Gründung es erforderte, daß die Zahl der Auflagerpunkte beschränkt wurde. Auch die Entwurfsbearbeiter sind sich dessen bewußt, daß viel leichter und wahrscheinlich auch für das Auge befriedigender, ein monumentales Eisenbetonbauwerk hätte entworfen werden können. Wahrlich nicht aus Vergnügen hat man nach Prüfung eines eingehenden Entwurfes für ein Eisenbetongerüst das „luftig durchsichtige Eisengitter" gewählt. Solange man an dem Bauwerk wichtige Maschinenteile anbringen mußte und solange eine bessere Lösung besonders für den Katastrophenfall noch nicht gefunden war, mußte auf ein Eisenbetonbauwerk leider verzichtet werden. Im Rahmen des überhaupt Möglichen wird aber dafür gesorgt werden, daß auch dieses Bauwerk das Auge befriedigen und durch seine Wucht und Masse trotz seines durchsichtigen Gitterwerkes wirken wird. Auch Herr Krell würde um gewisse Schwierigkeiten, die Maschinenanlagen einem Eisenbetonbauwerk anzupassen und einzugliedern, nicht herumkommen. —

Warum denn nun aber gibt der Vorschlag Krell keine brauchbare Lösung des Problems?

Gegen den elektrischen Teil habe ich nicht das geringste einzuwenden. Ich bin einig mit Herrn Krell darin, daß es einen wunderbareren und anpassungsfähigeren Antrieb als den elektrischen, noch dazu in der vorgeschlagenen Form, nicht gibt. Auch der Gleichlauf der Ecktriebwerke kann elektrisch einwandfrei erzwungen werden. Die Verwaltung rechnet selbst mit diesem neuesten Fortschritt der Elektrotechnik und hat bei der Ausschreibung diese Ausführungsart neben mechanischer Wellenkupplung zur Wahl gestellt.

Über den mechanischen Teil aber gehen unsere Ansichten weit auseinander.

Zunächst die Seile. Sie sind zweifellos ein wunderbarer, zuverlässiger Maschinenteil, wenn man ihre Eigenschaften beachtet. Herr Krell verlangt aber von ihnen zu viel. Wie sollen fünf Seile mit je dreieinhalbfacher Umschlingung auf gemeinsamer Rillentrommel so aufgebracht werden, daß sie nach Anhängen der Gegengewichte auf der Trogseite alle gleiche Spannung zeigen, wo doch die Reibungsschlüssigkeit sich jedem Spannungsausgleich von der einen zur anderen Seite widersetzt und die Reibungswertziffer in weitesten Grenzen schwankt? Wie soll erreicht werden, daß Seilspannungen, die man vielleicht mühsam ausgeglichen hat, während der Trog noch unten stand, bei höchster Trogstellung und stark verkürzten Seilen nicht wieder völlig in Unordnung geraten sind? Wie will man nachhelfen, wenn große Ungleichmäßigkeiten in den Seilspannungen beobachtet werden und sich wegen der Reibungsschlüssigkeit nicht ausgleichen lassen? Will man es zu einem von Seil zu Seil fortschreitenden Bruche kommen lassen? Soll im Katastrophenfalle die von so viel Zufälligkeiten abhängige Reibungsziffer über Sein oder Nichtsein des ganzen Hebewerkes entscheiden? Ist es denn unbekannt geblieben, was Herr Ellerbeck auf Tafel V, S. 336 seines Vortrages über Ergebnisse von Dahlemer Versuchen gebracht und erläutert hat, die gerade auch im Hinblick auf den Krellschen Vorschlag angestellt worden waren, nämlich daß bei Teilentlastung eines Korbes schließlich ein langsames, aber unaufhaltsames Gleiten der Seile von etwa 300 mm in einer bis zwei Stunden eintrat? Daß die Seile zum Rostschutz dauernd unter Schmiere gehalten werden müssen und daß daher Reibungsziffern von 0,0903 beobachtet worden sind? Sollen die Gegengewichte den Trog im Katastrophenfalle, oder wenn er sich an der oberen Haltung aufhängt, schief ziehen und zerstören? Wie soll ein schiefgezogener Trog wieder gerade gerichtet werden? Soviel Fragen, soviel fehlende Antworten.

Doch damit nicht genug. Jede Winde hat zwei Trommeln. Wie werden diese gegeneinander abgeglichen? Wie die einzelnen Windwerke gegeneinander? Ich bedaure die Betriebsverwaltung, die einmal einen solchen Windensatz zu betreuen hätte, bei dem bald hier, bald da ein Seil schlaff wird, ein anderes sich über Gebühr strafft oder gar einreißt und ausgewechselt werden muß; denn daß die Seile alle gleichmäßig tragen und sich brüderlich in die schwere Last teilen, ist wohl ein frommer Wunsch.

Dann die Ketten. Was für die Seile gilt, das gilt für die Ketten nicht minder. Zweiunddreißig Ketten auf acht Winden verteilt gleichzeitig und gleichmäßig tragen zu lassen, dazu noch parallel zu 320 Seilen, ist nach meiner Ansicht undurchführbar; der Ausgleich wäre noch schwieriger als bei Seilen.

Und dann ist auch noch zu erwähnen, daß das ganze Triebwerk regelmäßig beim Ausschalten des Stromes den elektrischen und mechanischen Zusammenhalt verliert. Jede Bremse wirkt dann nämlich unabhängig von den anderen für sich; jede mit anderem Bremsweg und mit anderem Auslauf, da Luftpuffer, Bremsklotzabnutzung und Reibung eine unkontrollierbare, leicht verhängnisvoll werdende Rolle spielen. Es würde sicher vorkommen, daß ein Windenblock schon festgebremst ist, während

andere noch nachgeben können. Die Folgen sind nicht auszudenken und für eine Betriebsverwaltung untragbar. Auch daß der erzwungene Gleichlauf der Eckwinden gelöst wird, wenn der Strom ausbleibt oder unterbrochen wird, und daß dann ebenfalls der Reibung eine zweifelhafte Vermittlerrolle für das Wiederzusammenfinden der richtigen Windenstellungen zufällt, ist nicht ganz ohne Bedeutung, würde sich aber bei genauerer Durcharbeitung vielleicht unschädlich machen lassen.

Gegen den mechanischen Teil des Krellschen Vorschlages, für so bemerkenswert in seiner Gesamtheit ich ihn auch halte, habe ich also eine Fülle schwerster Bedenken. Ich lehne den Vorschlag jedenfalls ab, solange mir nicht überzeugend nachgewiesen wird, daß meine Bedenken grundlos sind. Herr Krell empfindet offenbar, daß sein Vorschlag Schwächen aufweist, denn er gibt selbst zu, daß er ihn nicht frei von jedem Nachteil halte. Schon sein erster Vorschlag hat eine so gründliche Wandlung erfahren müssen, daß Herr Krell es sogar lebhaft bedauert, daß in dem Ellerbeckschen Vortrag die Zeichnung jenes ersten Vorschlages Eingang gefunden habe. Ich kann zwar mitteilen, daß dies nicht „versehentlich" geschehen ist, daß vielmehr Herr Ellerbeck die Skizze von 1925 gebracht und als solche ausdrücklich bezeichnet hat, weil sie als einzige der Krellschen Skizzen in den Rahmen des Vortrages paßte, doch bin ich überzeugt, daß auch die neuere Skizze des Herrn Krell noch mancherlei Wandlungen wird erfahren müssen, ehe es einmal zu einer Ausführung danach kommen könnte. Auf die neueren Krellschen Veröffentlichungen hat Herr Ellerbeck in seinem Vortrage hingewiesen.

Mit wenigen Worten möchte ich nun noch zurückkommen auf den Vorwurf, daß der Maschinenkonstrukteur des Verwaltungsentwurfes gewissermaßen als Notbehelf oder aus Verlegenheit zu elektrischen Hilfsmitteln, wie Maximal- und Minimalschaltern, gegriffen habe. Diese Schalter sind im Entwurfe nur zusätzliche Sicherungsmaßnahmen, aber nicht etwa lebenswichtige Bestandteile des Ganzen, denn im Verwaltungsentwurfe wird das Hebewerk selbsttätig stromlos und daher stillgesetzt, sobald auch nur eins der Ritzel überlastet wird. Bei Krell dagegen fehlt eine solche, einer Wage vergleichbare mechanische Sicherung; will er also bei Bedienungsfehlern oder bei Gleichgewichtstörungen selbsttätig abschalten, so ist er ausschließlich auf die von ihm als Lückenbüßer bezeichneten Maximal- und Minimalschalter angewiesen. Der Fall liegt also gerade umgekehrt, wie er ihn darstellt.

Und was die Kosten anbetrifft, so läßt sich ohne genauen Anschlag kaum das Richtige treffen. Daß bei einer Ausführung nach dem Vorschlage von Herrn Krell 2 bis 3 Mill. R.-M. gegenüber dem Verwaltungsentwurfe sollten erspart werden können, bezweifle ich aber, denn einen solchen Betrag erreicht der ganze maschinelle Teil im Entwurfe kaum, und der nach Krellschem Vorschlage ist doch auch nicht billig. Aus Mangel an genaueren Zahlenunterlagen verbietet sich mir aber ein näheres Eingehen an dieser Stelle.

Zum Schluß möchte ich noch kurz auf den Vorwurf eingehen, die Regierung, die mehr als drei Jahre zu ihrem Entwurfe gebraucht habe, könne jetzt nicht verlangen, daß ein Unternehmer in vier Monaten einen eigenen Gegenentwurf in gleicher Weise und in gleichem Grade ausarbeite. Dazu gehöre mindestens ein Jahr, und statt durch einen sachlich durchgearbeiteten Gegenentwurf könne jetzt nur mit sehr viel schwächeren Argumenten Kritik geübt werden. Die Regierung hat in den letzten drei Jahren doch wesentlich mehr getan, als nur das Material ausgearbeitet, das jetzt in Form von Verdingungsunterlagen vorliegt. Diese stellen nur einen kleinen Auszug aus mehrjährigen Untersuchungen und Entwürfen dar, und sie geben dem Unternehmer ein Material an die Hand, zu dessen Ausarbeitung er sonst Monate gebrauchen würde. Soweit der Unternehmer nur Einzelteile anders zu gestalten wünscht, kann er die von der Behörde gelieferten Zeichnungen wohl zum größten Teile mitbenutzen. Soweit er aber ganz neue eigene Gedanken anzubieten gedenkt, hat er dazu lange genug Bedenkzeit gehabt. In welchem Rahmen sich die Anforderungen an das Schiffshebewerk bewegen würden, ist seit langem bekannt. Schon die Verkehrsausstellung in München 1925 zeigte im Modell mit zugehörigen Erläuterungen genau den Plan der Regierung. Die Ellerbeckschen Vorträge und Veröffentlichungen gaben spätestens im Mai d. J. allen Interessenten genügend Gelegenheit, sich auch über Einzelheiten des Behördenentwurfes zu unterrichten. Vertreter mehrerer maßgebender Firmen, die schon seit vielen Jahren mit Entwürfen für das Hebewerk beschäftigt sind, haben wiederholt versichert, sie arbeiteten dauernd an eigenen Entwürfen. Firmen, die jetzt erst neu an einen eigenen Entwurf herantreten müßten, kommen für die Ausschreibung wohl kaum in Betracht. Es ist deshalb wohl nicht allzuviel verlangt, wenn jetzt ein Wettbewerbentwurf so weit durchgearbeitet sein soll wie der behördliche in den Verdingungsunterlagen, nicht etwa wie der Behördenentwurf selbst, denn dieser umfaßt einige hundert Blätter. Übrigens hat die Verwaltung auf Wunsch der Industrie den Einreichungstermin um $1^1/_2$ Monate verlängert. Es ist also jedem, der ernstlich in Frage kommt, ausreichende Gelegenheit geboten, seine Ansichten vorzutragen und seine Pläne zu entwickeln.

Mit der Verantwortung stellen sich mir die Dinge auch etwas anders dar. Den Bietern ist Gelegenheit zu Vorschlägen gegeben; macht ein Unternehmer davon keinen Gebrauch, sondern macht er sich den Entwurf der Verwaltung zueigen, so sehe ich nicht ein, warum es unbillig sein soll, von ihm zu verlangen, daß er die Verantwortung für das Gelingen des Ganzen trägt. Er ist doch der Ausführende! Von ihm hängt die weitere Durcharbeitung ab; von ihm hängt es auch ab, ob gut oder schlecht gearbeitet wird, also in weitem Umfange auch, ob die Ausführung Erfolg hat oder nicht. Ich kann mir aber auch denken, daß ein Unternehmer den Entwurf ablehnt und auch keine Gegenvorschläge zu machen weiß; dann kann er aber meiner Ansicht nach auch kein Angebot darauf abgeben.

Für einen eigenen Entwurf müßte natürlich der Unternehmer ohne weiteres volle eigene Verantwortung übernehmen. Daß ein solcher Entwurf dann aber mindestens in dem Umfange der Verdingungsunterlagen des Verwaltungsentwurfes durchgearbeitet sein müßte, um vergleichbar und beurteilbar zu sein, erscheint mir nicht zweifelhaft.

Nochmals zu einem Wettbewerbe aufzurufen, hätte meiner Ansicht nach keinen Zweck. Was an alten und neuen Gedanken über Schiffshebewerke besteht, ist dem Reichsverkehrsministerium bekannt. Grundlegende neue Gedanken sind kaum zu erwarten, nachdem durch die früheren Wettbewerbe das Problem nach allen Richtungen hin durchdacht und durchforscht worden ist. Ferner darf auch mit einem Wettbewerbe nicht mehr Zeit verloren werden, denn die Gründe, die zu schnellstem Beginn der Bauarbeiten nötigen, sind bekannt; mit der Grundwasserabsenkung ist deshalb auch schon begonnen worden. Wie sich die deutsche Ingenieurwelt zu dem Verwaltungsentwurfe stellt, wird das in naher Zukunft zu erwartende Ausschreibungsergebnis zeigen. Wenn Herr Krell bestreitet, daß in dem Verwaltungsentwurfe sich das derzeitige Können der deutschen Ingenieure verkörpere, so erscheint mir das unerheblich, denn er bestreitet etwas, was niemand behauptet hat. Nicht der Entwurf, an dem sich noch manches ändern wird, sondern das fertige Bauwerk wird zu erweisen haben, ob es das derzeitige Können der deutschen Ingenieure verkörpere, und ich habe die Zuversicht, daß das Bauwerk, sei es nach dem Verwaltungsentwurf oder nach Vorschlägen aus Kreisen der deutschen Industrie errichtet, vor den Augen der Welt die Probe bestehen wird.

Signalmeldeanlagen für Bremsuntersuchungen und Bremsproben im Eisenbahnbetriebe.

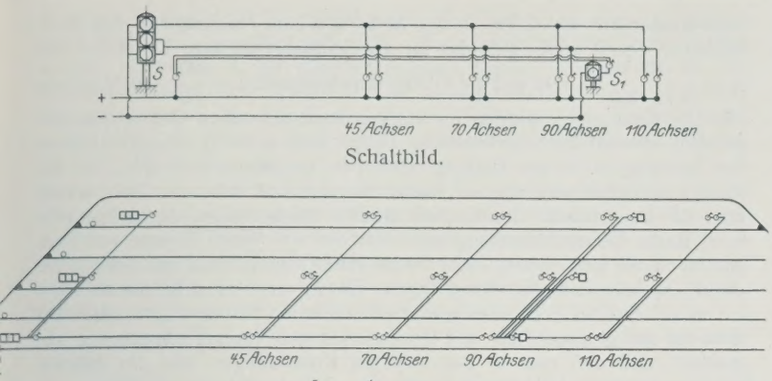
Alle Rechte vorbehalten.

Von **Karl Becker**, Darmstadt.

1. Allgemeines. Bei der Ausführung von Bremsuntersuchungen und Bremsproben der Eisenbahnzüge mit durchgehender Bremse verständigten sich die Zugmannschaften bisher ausschließlich durch Winkzeichen, die am Tage mit dem Arm, bei Dunkelheit durch Schwenken der Handlaterne gegeben werden. Dieses Verfahren reicht bei kurzen Zügen und einer genügenden Anzahl von Mannschaften zum Weitergeben der Winkzeichen aus, genügte aber mit der Einführung der Kunze-Knorr-Bremse und der damit möglich gewordenen Bildung langer Güterzüge bei gleichzeitiger Personalverminderung nicht mehr überall. Es mußten daher Mittel ersonnen werden, die diesen Umständen Rechnung trugen, dabei aber zuverlässig und betriebssicher arbeiteten. Und so entstanden etwa Mitte des Jahres 1925, zunächst auf einigen größeren Zugbildungsbahnhöfen, die ersten durch optische Signalzeichen verwirklichten Fernmeldeanlagen für Bremsuntersuchungen und Bremsproben. Es sind dies an die elektrische Starkstromleitung angeschlossene Einrichtungen, bei denen als Verständigungsmittel ein Lichtsignal dient, das durch Ein- und Ausschalten von elektrischen Glühlampen hergestellt wird.

Das Signal wird bei den Bremsuntersuchungen sowohl für Einfahr- als auch für Ausfahrgleise angeordnet und derart eingebaut, daß eine Meldeanlage in der Regel die von ihr seitlich gelegenen beiden Gleise je nach Bedarf bedient. Wo beide Gleise zu gleichen Zeiten stark beansprucht sind, wird für jedes Gleis eine besondere Signalanlage erforderlich. Vorteilhaft ist es, mehrere Gleise zu einer Gruppe zusammenzufassen, weil sich die Anlagekosten hierdurch verringern, jedoch empfiehlt es sich im Interesse der Übersichtlichkeit und der schnellen Beseitigung etwa auftretender Störungen, nicht mehr als sechs Gleise in einer Gruppe zu vereinigen.

2. Bauliche Anordnung. Abb. 1 zeigt die bauliche Anordnung und den Schaltplan einer Anlage für das Fernmelden von Bremsuntersuchungen und für die Übermittlung der Aufträge für Bremsproben einer Gleisgruppe mit sechs Gütergleisen. Sie ist für Züge mit 45, 70, 90 und 110 Wagenachsen vorgesehen. Die in profilfreier Höhe angeordneten Signalschalter sind so verteilt, daß sie möglichst nahe zum Schluß der zu untersuchenden Züge oder Wagengruppen von beliebiger



Schaltbild.

Lageplan.

Abb. 1. Meldeanlage für sechs Gleise.

Achsenzahl liegen. Als Verbindungsleitungen zwischen ihnen und den Lichtsignalen dienen meist Erdkabel, seltener Freileitungen, die nur für einfache Anlagen, die möglichst billig hergestellt werden sollen, in Betracht kommen.

Das Signal *S* für die Zugspitze besteht aus drei Glühlampen, die in einem Lampenkasten sitzen und je nach Bedarf durch paarweise neben den Gleisen angeordnete Schalter bedient werden. Durch das Signal werden die am Schluß des Zuges gegebenen Bremsaufträge dem Beamten an der Spitze des Zuges übermittelt. Es wird 10 bis 15 m hinter dem Merkzeichen der Weichen aufgestellt und darf ebenso wie auch die übrigen Einrichtungen die Umgrenzung des lichten Raumes nicht beschränken.

Die Glühlampen sind hinter einem kreisrunden Ausschnitt des Signalkastens angeordnet. Jeder Ausschnitt ist auf der dem Merkzeichen zugewendeten Seite durch einen Reflektor und dem Zuge entgegen durch eine abgeblendete Glasscheibe geschützt.

Durch das Aufleuchten von einer, zwei oder drei Glühlampen werden die Signalzeichen: „Bremsen lösen!“, „Bremsen festlegen!“, „Die Untersuchung ist beendet!“ übermittelt.

Das Signal S_1 am Zugende dient zur Übermittlung der Achtungs- und Schlußzeichen von der Spitze nach dem Schluß des Zuges. Der etwa 28 cm hohe Signalkasten wird in einem Abstande von ungefähr 90 Achsen vom vorderen Signalkasten entfernt aufgestellt. Seine Glühlampe muß nach vorn und hinten leuchten. Sie wird mittels eines am Signalständer für die Zugspitze angebrachten Schalters eingeschaltet. Das Ausschalten muß sowohl von hier, als auch vom Zugende aus möglich sein. Beide Schalter müssen daher für Wechselwirkung eingerichtet sein.

Sämtliche Signaleinrichtungen müssen gegen Erschütterungen und die im Eisenbahnbetriebe unvermeidliche rauhe Behandlung unempfindlich und daher kräftig gebaut sein.

Abb. 2 bis 4 zeigen die von der Allgemeinen Elektroindustrie (Heinrich Winkler) in Dortmund angegebenen und ihr gesetzlich geschützten Signale für das Fernmelden von Bremsuntersuchungen und Bremsaufträgen. Bei ihnen sitzen die wasserdicht abschließenden Signalkasten auf eisernen Rohrständern von etwa 90 mm Durchm. Hier sind auch die Glühlampen in je einer lichtdicht abgeschlossenen Kammer untergebracht. Nach vorne sind die Lampenkasten durch wasserdicht abgeschlossene Klarglasscheiben abgedeckt. Hochglanzvernickelte Reflektoren tragen zur Erhöhung der Lichtstärke bei. Die Blendhauben zur Verhinderung des Blendens durch Sonnenlicht und des Beschlagens der Scheiben durch Regen und Schnee haben eine Länge von etwa 200 mm.

Die Schalter mit Zubehör sind in Gehäusen aus starkwandigem Gußeisen untergebracht und gesondert von den Signalkasten in die eisernen Rohrständer eingebaut. Ihre Druckknöpfe schützt ein kleiner Kasten aus Gußeisen mit Fallklappe. Innerhalb dieses Schutzkastens lassen Emailleschilder mit entsprechender Aufschrift den Verwendungszweck der Schalter erkennen.

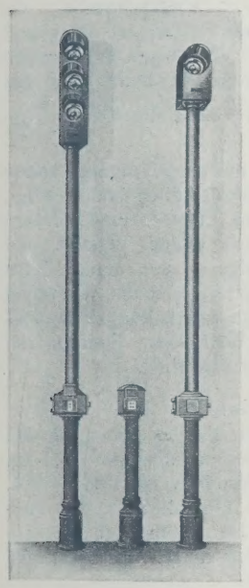


Abb. 2. Bauweise 1926.

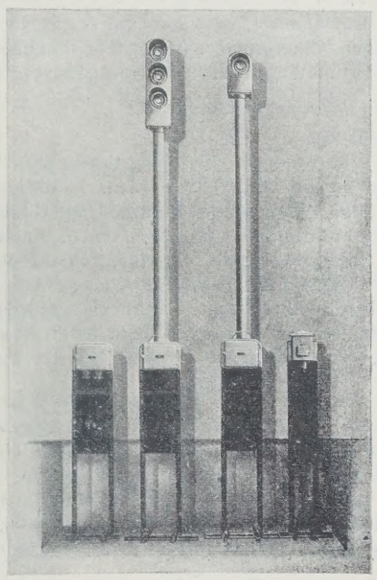


Abb. 3. Verbesserte Bauweise 1926.

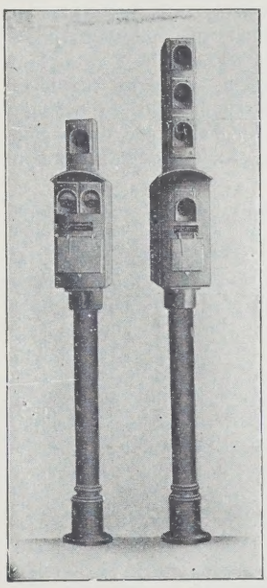


Abb. 4. Bauweise 1927.

Bei der neuesten Bauweise (Abb. 4) erhalten die Signale für die Zugspitze eine Achtungskontrollampe, die dem Bedienungspersonal anzeigt, daß sein durch die Lampen der übrigen Signalsäulen zum Ausdruck gebrachtes Achtungssignal eingetroffen ist. In gleicher Weise sind auch die Zwischenschalter mit Achtungslampen versehen. Ihre Leitungen sind so geschaltet, daß mit dem Einschalten des Signals *S* an der Spitze des Zuges auch die übrigen Lampen, also der Säulen für 45, 70, 90 und 110 Achsen, aufleuchten. Hierdurch wird erreicht, daß der Schlußschaffner bei Zügen mit weniger als 90 Achsen von der Signalsäule S_1 unabhängig ist und dadurch den Zug schneller bedienen kann.

Damit auch der Arbeitsvorgang vom Signalbeamten ohne weiteres überwacht werden kann, erhalten die Zwischensignale Signalmelder, die in Form eines Meßwerkes in die Schaltleitung eingebaut sind. Sie tragen übereinstimmend mit den Bezeichnungen am Schalter die genaue Angabe des Signals. Wird beispielsweise das Signal „Bremsen festlegen!“ gegeben, so läßt der Ausschlag des Zeigers am Melder sofort erkennen, ob die Leitung in Ordnung und das Signal an der Empfangstelle eingetroffen ist. Dasselbe ist der Fall beim Signal „Bremsen lösen!“ Der Beamte braucht somit sein Augenmerk nur der Säule zuzuwenden, von der aus er seine Signale abgibt.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Ausbau des Oder-Spree-Kanals.

Von Oberregierungs- und -baurat **Ostmann,** Potsdam.

(Schluß aus Heft 43.)

Der Verkehr in Fürstenberg, vor allem der Frachtverkehr, ist in hohem Maße von den Wasserständen der Oder abhängig und tritt daher immer, insbesondere wenn der Strom nach längerer Trockenheit eine starke Wasserzufuhr erhält, stoßweise auf. Es ist dann häufig nicht zu vermeiden, daß trotz stärkster Inanspruchnahme der Schleuseneinrichtungen im Unterwasser Schiffsansammlungen entstehen, deren Beseitigung einige Tage in Anspruch nimmt. Der umgekehrte Fall tritt, wenn auch nicht in so starkem Maße, ein, wenn diese Fahrzeuge dann, in Berlin entladen, auf schnellstem Wege wieder nach Oberschlesien zurückzugelangen versuchen. Um für die dadurch bedingten Schiffsansammlungen Liegeplätze zu schaffen, die die Möglichkeit gewährten, bei diesen unvermeidlichen Rangbildungen Ordnung zu halten, wurde die gesamte Mündungsstrecke des Kanals vom Vorhafen der Unterschleuse bis zur Oder, jedoch mit Ausnahme der Strecke beiderseits der Oderdeichbrücke, auf 32 m Sohlenbreite und 2,5 m Wassertiefe bei NW erweitert. Als NW wurde dabei derjenige des trockenen Jahres 1893 (N.N. + 27,30) angenommen, nicht der um 45 cm niedrigere (N.N. + 26,85) des noch trockeneren Jahres 1904. Denn man durfte nach allen bisherigen Erfahrungen annehmen, daß bei derartigen außergewöhnlich niedrigen Wasserständen, wie sie 1904 zu verzeichnen waren, auf der Oder eine volle Ausnutzung der Fahrzeuge so wie so nicht annähernd möglich, mithin eine größere Fahrtiefe nicht erforderlich sei. Jedenfalls ist es bei dem gewähltem Querschnitt möglich, zwei Reihen vollbeladener, d. h. 1,75 m tiefgehender Fahrzeuge von 8 m Breite nebeneinander im Range liegenzulassen, ohne daß die Begegnungen

von Schleppzügen gestört werden. Außerdem wird dadurch den schleppenden Dampfern die Möglichkeit gegeben, an jeder Stelle des Kanals wenden zu können.

Die Ausbildung des Querschnitts geschah auf der östlichen Seite, d. h. am Fürstenberger Polder, in derselben Weise, wie die der übrigen Kanalstrecken mit Spundwänden und anschließender Betonplattenbefestigung. Darüber liegt dann hinter 3 m breitem Leinpfad der 4 m hohe Deich, der die angrenzende Niederung gegen den Rückstau der Oder schützt. Die westliche Seite erhielt bis zum Gelände eine durchgehende vierfüßige Böschung. Über dem 3 m breiten Leinpfad schließt sich ein 5 m hoher Windschutzdamm an, der die ruhige Lage der wartenden Schiffe bei den in jener Gegend häufig recht starken westlichen Winden gewährleisten soll.

Da in Fürstenberg die Schiffahrt aus dem Strom in den Kanal übergeht, so ergibt sich hier die Notwendigkeit einer völligen Umstellung der Betriebsart. Die in der Regel einzeln die Oder abwärts treibenden Fahrzeuge werden nach ihrem Aufstieg in das Oberwasser des Kanals in Schleppzügen nach dem Westen befördert; die meisten in Schleppzügen von Berlin kommenden Leerfahrzeuge werden als Stromschleppzüge von den Oderschleppern nach Kosel zurückgebracht. Der dadurch bedingte ausgiebige Umstellungsbetrieb ist die Ursache, daß sowohl im Ober- wie im Unterwasser von Fürstenberg stets eine größere Zahl von Schleppern liegt, besonders in Zeiten, wo die Schiffahrt keine volle Beschäftigung hat, oder wo Schiffsansammlungen nach Oderhochwasserwellen eintreten. Für diese Dampfer mußten Liegeplätze geschaffen werden. Im Unterwasser bot der innere und äußere Fürstenberger See in seinen Ausbuchtungen für Liegestellen in der Nähe der Stadt ausreichende Gelegenheit. Dagegen mußte im Oberwasser ein besonderer Dampferhafen von 35 m Einschnittbreite und 200 m Länge oberhalb der den Schleusen-Oberhafen begrenzenden Schönfließer Brücke eingerichtet werden (Abb. 8). Die uferseitige Begrenzung dieses Hafens wurde in derselben Weise mit Spundwänden ausgeführt wie der Uferschutz des übrigen Kanals, nur mit dem Unterschiede, daß unmittelbar vor der Wand eine Wassertiefe von 1,25 m statt 1,0 m hergestellt wurde, damit die Fahrzeuge mit dem Bug nicht aufsitzen sollten. Außerdem wurde unter dem Holm noch ein kräftiges Reibeholz angebracht. Der Hafen, der gegen die Fahrstraße durch eine Reihe Dalben abgegrenzt wird, bietet 35 bis 40 normalen Schleppern Liegeraum.

Im Anschluß an den Dampferhafen hatte man kurz vor dem Kriege den Kanal von der Oberschleuse Fürstenberg bis km 122,1 und in den Jahren 1925 und 1926 noch weiterhin bis zur Selashofer Brücke (km 121,1) auf 40 m Spiegelbreite bei 20 m Sohlenbreite, also dreischiffig, ausgebaut, um auch hier bei etwaiger Rangbildung der von Berlin kommenden Leerschiffahrt ausreichende Liegeplätze zur Verfügung stellen zu können.

Die Erd- und Baggerarbeiten wurden ebenso wie die Kunstbauten und die Lieferungen durch Unternehmer ausgeführt, während die Dichtungs- und Einschlämmungsarbeiten sowie die Herstellung der Uferbefestigungen durch besondere im Eigenbetrieb ausgebildete Arbeiterkolonnen bewirkt worden sind. Diese Teilung hat sich in jeder Beziehung bewährt, denn durch die Notwendigkeit der Aufrechterhaltung des vollen Schiffahrtbetriebes ergaben sich häufig Aufenthalte und Störungen bei den Arbeiten. Die Herstellung der Ufersicherung und insbesondere der Dichtungsschicht erforderte zugleich besondere Sorgfalt und barg obendrein die Möglichkeit, Undichtigkeiten und dadurch Verwässerungen der angrenzenden Ländereien zu erzeugen. Diese Umstände vergrößerten aber das mit den Arbeiten verbundene Wagnis in so hohem Maße, daß man seinen Umfang zu übersehen und richtig einzuschätzen Unternehmern nicht zumuten konnte.

3. Arbeiten auf der Strecke Seddinsee—Große Tränke (km 45 bis 69).

Bei der Bemessung des Querschnitts dieser Haltung war von dem Gesichtspunkte auszugehen, daß nach dem preußischen Gesetze vom 4. August 1904 (G.-S. S. 185 ff.) zur Entlastung der Müggelspree der Oder-Spree-Kanal von Große Tränke bis Wernsdorf zur Abführung eines Teils (20 m³/Sek.) des Spreehochwassers herangezogen werden sollte. Zu diesem Zwecke waren bereits die beiden Freiarchen in Große Tränke und Wernsdorf bei Anlage der zweiten Schleusen eingebaut worden. Mit Rücksicht auf die gegen den Strom fahrende Leerschiffahrt durfte die Fließgeschwindigkeit auf höchstens 0,3 m/Sek. bemessen werden. Da außerdem die parabolische Form des Querschnitts für den Wasserabfluß am günstigsten wirkt, gab man der Sohle die Form einer quadratischen Parabel (vergl. Abb. 6). Dadurch hat der Querschnitt auf dieser Strecke bei etwa gleicher Wasserspiegelbreite von 28 m zwischen den Uferwänden wie die Scheitelhaltung eine Wassertiefe von 3,2 m in der Mitte und eine Flächengröße von 69 m² erhalten. Somit ergibt sich das für die Schiffahrt wichtige Verhältnis von $n = \frac{69}{1{,}75 \cdot 8{,}0} = 4{,}93$ und die Fließgeschwindigkeit $v = \frac{20}{69} = 0{,}29$ m/Sek. Die Ufersicherungen wurden im übrigen nach denselben Gesichtspunkten gewählt wie auf der Scheitelstrecke (vergl. oben unter 2). Dagegen konnte die Dichtung in dieser Haltung einfacher eingerichtet werden, da der Kanalwasserstand sich nur auf kurze Strecken und dabei nur sehr wenig über das benachbarte Grundwasser erhebt. Infolgedessen reichte hier eine 8 cm starke Lehmschlämmung aus. Nur auf eine kurze Strecke von 5 km (km 55 bis 60) war es nötig, eine 20 cm starke Lehmschicht mit einer 10 cm starken Kiesüberdeckung einzubringen. Erwähnenswert ist für die Arbeiten auf dieser Strecke noch, daß man in den flachen Krümmungen mit Rücksicht auf die größere Tiefe des Querschnitts von einer Verbreiterung abgesehen, und daß man in den scharfen Krümmungen den für Schiffsbegegnungen erforderlichen größeren Wasserquerschnitt in der Weise gewonnen hat, daß man die Wassertiefe vor der Spundwand vergrößerte. Auf diesen Strecken mußte natürlich die Spundwand entsprechend länger bemessen werden. Diese Ausbildung des Querschnitts sollte zugleich einer Gleichmäßigkeit in der Wasserführung zugute kommen.

Im übrigen bieten die Arbeiten auf dieser Strecke einschl. der Kunstbauten gegenüber denen auf der Scheitelstrecke nichts Besonderes.

4. Die Arbeiten im Zuge der Fürstenwalder Spree (km 69 bis 89, Große Tränke bis Flutkrug).

Auf dieser Strecke kam es vor allem darauf an, die zahlreichen scharfen Krümmungen, die noch bis herab zu 100 m Halbm. vorhanden waren, zu beseitigen. Als Mindesthalbmesser wurden 250 m in Aussicht genommen und dabei noch 3 m Verbreiterung bei 250 bis 300 m Halbm. und 2,5 m Verbreiterung bei 300 bis 400 m Halbm. vorgesehen.

Der Querschnitt wurde mit Rücksicht auf den vielfach moorigen und torfigen Untergrund mit 16 m Sohlenbreite und vierfüßigen Böschungen bei 2,5 m Wassertiefe bei Normalwasser bemessen. Er betrug also bei 36 m Wasserspiegelbreite $\frac{36+16}{2} \cdot 2{,}5 = 65$ m², weist also $n = \frac{65}{8 \cdot 1{,}75} = 4{,}65$ auf.

Eine besondere Steinbefestigung der Ufer ist nur an den einbuchtenden Krümmungen ausgeführt worden. Im übrigen wurde lediglich dafür gesorgt, daß die vorhanden gewesene Ufersicherung aus Pflanzen und Gräsern Schilf, Rohr, Reth, Seggen, Binsen, Kalmus) nicht unnötig zerstört, und die Erzeugung eines derartigen Pflanzenbestandes an den neuen Ufern begünstigt wurde. Diese Anordnung entsprach auch zugleich den Wünschen der Fischereiberechtigten. Um eine geordnete Uferunterhaltung zu ermöglichen, wurde längs der begradigten Strecken überall ein Streifen von 2 m, der zugleich als Leinpfad benutzt wird, mit erworben.

5. Baukosten und Erfahrungen.

Die für die Bauausführungen aufgewandten Kosten haben für die Strecke Seddinsee—Große Tränke in einer Gesamtlänge von 23,4 km 2 854 500 M. betragen, wovon 66 000 M. auf Grunderwerb, 1 866 000 M. auf die Verbreiterung des eigentlichen Kanals einschließlich der Herstellung neuer Brückenbauwerke, 92 000 M. auf Herstellung der Brückenrampen und 148 000 M. auf sonstige Nebenanlagen entfallen. Die Strecke

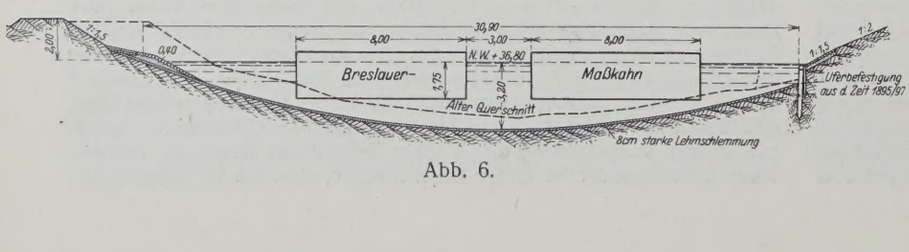


Abb. 6.

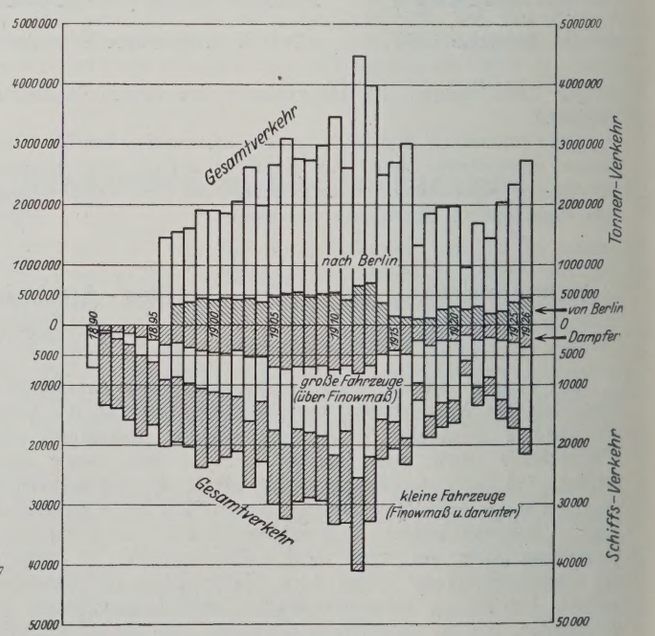


Abb. 7.

von Große Tränke bis Fürstenberg mit rd. 62 km Länge hat im ganzen 7 547 000 M. an Baukosten erfordert. Darin sind 462 000 M. für Grunderwerb, 5 062 000 M. für den eigentlichen Kanal, 1 146 000 M. für die Brückenbauwerke und 180 000 M. für sonstige Nebenanlagen enthalten. Es hat mithin 1 km Kanal der Strecke Seddinsee bis Große Tränke = 120 000 M. und die Verbreiterung der Strecke Große Tränke bis Fürstenberg 121 000 M./km, also nahezu dasselbe gekostet. Berücksichtigt man jedoch, daß die erstere Strecke lediglich Kanalhaltung ist, also auf die ganze Länge verbreitert und vertieft werden mußte, während in der letzteren der 20 km lange Flußlauf der Fürstenwalder Spree enthalten ist, der nur streckenweise durch Baggerarbeiten und Ergänzung der Ufersicherungen in Mitleidenschaft gezogen wurde, so ergibt sich für die Kanalstrecke von Flutkrug bis Fürstenberg ein Einheitssatz von etwa 135 000 M.

Als wichtigste Einheitspreise sind bei den Arbeiten ermittelt worden:

1. Bodenaushub über und unter Wasser einschließlich Verbauen 0,75 bis 0,90 M./m³ (im ganzen 3 270 000 m³).
2. Dichten der Kanalsohle mit Lehm in 25 cm Stärke bei gefülltem Kanal und Einbringen einer 15 cm starken Schutzschicht aus Kies einschließlich Baustoffe 2,60 bis 3 M./m² (756 000 m²).
3. Dichten der Kanalsohle in derselben Weise, jedoch im Trockenen unter Wasserhaltung während der Wintermonate 5,60 bis 6 M./m² (49 000 m²).
4. Dichten der Kanalsohle durch Einschlämmen einer 8 bis 10 cm starken Lehmschicht 0,50 bis 0,60 M./m² (266 000 m²).
5. Herstellung der steilen Uferbefestigung aus verholmten Spundbohlen von abwechselnd 5 und 8 cm Stärke und 2,5 m Lehm bei 1,7 m Rammtiefe mit darüberliegenden Eisenbetonplatten von 8 cm Stärke auf Schotterlage einschließlich Baustofflieferung 28 bis 30 M./m³ (36 200 m³).
6. Flache Uferbefestigung aus Elbsandsteinen und Kalksteinbruch je lfd. m bei 1,5 m³ Steinverbrauch 8 bis 10 M./m (45 200 m).
7. Eindecken der Uferböschungen über der Uferbefestigung mit Mutterboden, Berasen und Begrünen 0,70 bis 0,80 M./m² (298 000 m²).

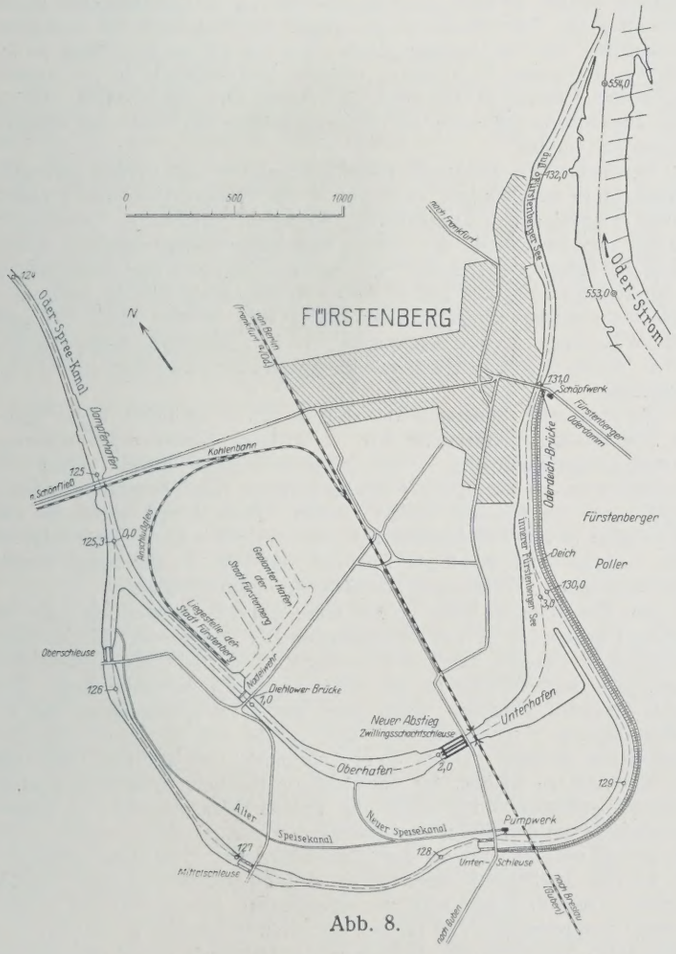


Abb. 8.

6. Die Anlage des Pumpwerkes Fürstenberg.

Die Speisung des Kanals geschah bis zum Kriege, abgesehen von der natürlichen Speisung durch die Schlaube und das Grundwasser, lediglich aus der Spree mit Hilfe des Pumpwerkes Neuhaus. Der große Wasserbedarf der starken Verkehrsjahre 1912 und 1913, der sich zeitweise bis auf 6 m³/Sek. steigerte, ließ es jedoch fraglich erscheinen, ob diese Art der Wasserversorgung, bei der $^3/_5$ des der Spree entnommenen Speisewassers bei Fürstenberg in das Stromgebiet der Oder abfließt, sich auf die Dauer würde durchführen lassen. Dies umsomehr, als die Wasserführung der Spree im Sommer häufig bis auf 5 m³/Sek., ja zeitweise noch weiter zurückging und die Wasserversorgung von Berlin sich mehr und mehr auf den Zufluß der Spree einstellte. Aus diesen Erwägungen heraus, und um bei etwaigen Störungen des Betriebes in Neuhaus eine gewisse Reserve zu haben, wurde in den Jahren 1916 und 1917 in Fürstenberg ein zweites Pumpwerk angelegt, mit Hilfe dessen es möglich ist, bis 3,5 m³ Wasser sekundlich aus dem Unterwasser in die Scheitelhaltung zurückzupumpen. Dieses Pumpwerk, das unmittelbar unterhalb der Schleuse (Abb. 8) angeordnet ist, ist mit zwei elektrisch betriebenen Kreiselpumpen von je 1,75 m³ sekundlicher Leistungsfähigkeit ausgerüstet; für den Einbau eines dritten Pumpensatzes ist Vorsorge getroffen. Das Wasser wird mit Hilfe einer eisernen Druckleitung in den 2,5 km langen Speisekanal gedrückt, der es oberhalb der Oberschleuse dem Kanal zuführt.

C. Ausbau des Oder-Spree-Kanals für große Schiffe.

Die Vollendung des Ems-Weser-Kanals im Jahre 1914 und die im Anschluß an diesen nach dem Kriege zunächst zur Unterbringung und Beschäftigung der aus dem Felde zurückkehrenden Soldaten gedachte Weiterförderung des Mittellandkanals ließ es der preußischen Staatsregierung angezeigt erscheinen, auch den Oder-Spree-Kanal größeren als 500-t-Schiffen zu erschließen. Diese Absicht erschien um so gerechtfertigter, als die Oder infolge der großen, im oberen Stromgebiet in Aussicht genommenen Speicherbecken, insbesondere desjenigen von Ottmachau, wesentlich leistungsfähiger für die Schiffahrt ausgestaltet werden sollte, und als nach Vollendung des Ausbaues der oberen Oder von Kosel bis Breslau mit zweiten (Schleppzug-) Schleusen (1914) die Möglichkeit gegeben war, bis zum obersten Ende der Wasserstraße mit 600-t-Schiffen zu fahren. Zur Durchführung dieses Planes stellt die preußische Staatsregierung durch Gesetz vom 4. Dezember 1920 Mittel in Höhe von 18 Mill. Mark für eine weitere Verbesserung des Oder-Spree-Kanals zur Verfügung. Infolge des am 1. April 1921 stattgehabten Übergangs der Wasserstraßen auf das Reich geschieht von diesem Zeitpunkte an die Ausführung der Arbeiten auf Rechnung der Reichswasserstraßen-Verwaltung.

Mit Rücksicht auf die inzwischen eingetretenen Schäden an einzelnen Bauwerken des Kanalabstiegs bei Fürstenberg mußte mit der Gefahr gerechnet werden, daß das eine oder das andere der sechs Schleusenbauwerke, unter Umständen auch ein Schleusenpaar, zur Ausführung größerer Instandsetzungen auf längere Zeit dem Betriebe entzogen werden mußte. Eine derartige Maßnahme wäre gleichbedeutend mit einer Sperrung der ganzen Wasserstraße, deren Folge eine völlige Unterbindung des Verkehrs zwischen Berlin und Schlesien sein mußte. Die Staatsverwaltung glaubte ein derartiges Wagnis nicht übernehmen und insbesondere Schlesien nicht der Gefahr aussetzen zu dürfen, den Berliner Markt auf längere Zeit zu verlieren. Infolgedessen wurde in erster Linie die Inangriffnahme und Förderung der Arbeiten für den neuen Abstieg bei Fürstenberg angeordnet. An diesen werden sich die weiteren Bauausführungen je nach dem Grade ihrer Dringlichkeit anschließen.

Für die Anordnung des neuen Abstiegs ergab sich aus den Gelände- und Bebauungs-Verhältnissen die in Abb. 8 dargestellte Lage im inneren Teil des nach Norden offenen Bogens des alten Abstiegs von selbst. Demzufolge zweigt er bei km 125,3, d. h. also 500 m oberhalb der gegenwärtigen Oberschleuse aus dem Oder-Spree-Kanal mittels eines flachen Bogens ab, erweitert sich nach 1,2 km Länge zu dem oberen Vorhafen, der unmittelbar vor den Leitwerken am Abstiegbauwerk eine Wasserspiegelbreite von 90 m hat und schließt sich dann mit Hilfe von in etwa 1 : 8 gegen die Schleusenachse geneigten Leitwerken trichterförmig an das Bauwerk an. In ähnlicher Weise erweitert sich der Unterhafen zu einem geräumigen Becken, das Anschluß an den vorhandenen Kanal erhält und bei etwa entstandenem Schiffsandrang eine große Anzahl von Fahrzeugen aufzunehmen imstande ist. Über den Oberkanal wird das Wegenetz, das die Verbindung der Stadt Fürstenberg mit der alten Ober- und Mittelschleuse und den südlich davon liegenden Ortschaften herstellt, mittels einer Landweg-Brücke von 56 m Stützweite (54,4 m Lichtweite), über das Unterhaupt des Abstiegbauwerks die Kreisstraße Frankfurt—Guben, über den Unterhafen die zweigleisige Eisenbahn Berlin—Breslau überführt.

Das Abstiegbauwerk selbst wird als Schachtschleuse ausgebildet, da die vergleichenden Berechnungen ergaben, daß bei dem vorhandenen Gefälle von 13,5 m ein Hebewerk sich wirtschaftlich um so weniger vertreten ließ, als während eines großen Teils des Jahres, wo die Spree an Wasserüberfluß leidet, der Bedarf auch für Fürstenberg in Neuhaus aus der Spree bei nur 1,10 m Druckhöhe gedeckt werden kann. Nur während trockener Zeiten, wo im allgemeinen auch die Schiffahrt auf der Oder stark nachzulassen pflegt und wo daher der Abstieg in Fürstenberg nicht dauernd in Betrieb sein wird, muß die Versorgung durch das Pumpwerk Fürstenberg bei 13,5 m Pumphöhe sichergestellt werden. Dazu kommt

noch der Umstand, daß das Unterwasser in Fürstenberg Unterschiede bis zu 5,2 m aufweist. Die Notwendigkeit, die unteren Anschlüsse eines Hebewerkes für alle im Rahmen dieses Spielraums liegenden Wasserstände passend einzurichten, hätte weitere Schwierigkeiten und Kosten verursacht, die bei Anordnung einer Schleusenanlage vermieden werden konnten.

Für die Kammerbreite lag das Maß von 12 m von vornherein dadurch fest, daß die Schleuse auf alle Fälle für das 1000-t-Schiff aufnahmefähig sein mußte. Die Länge von 85 m, die ursprünglich aus der Länge des 1000-t-Schiffes (80 m) abgeleitet war, mußte aber aus praktischen Rücksichten, um die Schleuse auch schon bei den vorhandenen vielen Schiffstypen so leistungsfähig wie möglich zu machen, überschritten werden. Unter Berücksichtigung der wahrscheinlichen Weiterentwicklung des Oderverkehrs, der mehr und mehr vom 500-t-Schiff (Breslauer Maßkahn von 55 m Länge) zum 600-t-Schiff (Plauer Maßkahn von 65 m Länge) übergeht, wurde die Länge auf 130 m festgelegt, wobei die Schleuse unter größter Leistungsfähigkeit im Dauerbetriebe voraussichtlich die geringsten Mengen an Schleusungswasser verbrauchen wird.

Die Anlage einer Speicheranlage etwa nach dem Vorbilde von Minden in Westfalen wurde zugunsten der gewählten Anordnung einer Doppelschleuse mit Zwillingsbetrieb fallengelassen, da die Anlagekosten der Doppelschleuse nicht wesentlich größer werden als die der einfachen Speicherschleuse, wogegen sich ihre Leistungsfähigkeit auf mindestens das Doppelte erhöhen ließ. Hierzu kommt, daß eine Wasserersparnis bei bei der Zwillingsschleuse von 50% erzielt werden kann, also nicht viel weniger, als mit einer Speicherschleuse möglich ist.

Der Grundwasserspiegel liegt auf dem ganzen von dem neuen Abstieg und dem Oberkanal durchschnittenen Gelände unter dem Kanalpeil der oberen Haltung. Daraus ergab sich die Notwendigkeit einer künstlichen Dichtung für den ganzen Oberkanal und den oberen Vorhafen. Außerdem wurde es notwendig, eine Absperrung des ganzen Abstiegs vorzusehen, falls Undichtigkeiten in den Dämmen auftreten oder größere Instandsetzungen oder Ergänzungsarbeiten am Abstiegbauwerk oder am oberen Vorhafen erforderlich werden sollten. Diese Absperrung kann mit Hilfe eines Nadelwehrs bewirkt werden, das mit 44 m Lichtweite unmittelbar oberhalb der Diehlower Brücke angeordnet ist.

Der Wasserbedarf des neuen Abstiegs wird wesentlich größer sein als der des alten. Einmal verbraucht er dadurch mehr Wasser, daß er nur 50% Wasser spart, während der alte infolge der Anordnung in drei Stufen nur 33,3% Wasser verbraucht, anderseits dadurch, daß er an einem Tage viel mehr Schiffe schleusen kann als der alte. Es ist daher eine wesentliche Erweiterung des Pumpwerks Fürstenberg in Aussicht genommen.

Um der im oberen Vorhafen liegenden Schiffahrt Schutz vor den hier vorherrschenden westlichen und südwestlichen Winden zu gewähren, sind längs des ganzen Süd- und Westufers von der Schleuse bis an die Abzweigung aus dem alten Oder-Spree-Kanal 5 m hohe Windschutzdämme vorgesehen, die gleichzeitig als Bodenablagerung dienen und auf ihren Böschungen und Oberflächen mit schnell wachsenden Bäumen (Kiefern, Birken, Akazien) angeschont werden.

Weitere Aufsätze über Besonderheiten der Bauausführungen sollen in angemessenen Pausen folgen. Die Schriftleitung.

Neuere Verstärkungen von Massivbrücken für die Deutsche Reichsbahn, Gruppe Bayern.

Von **Oskar Muy**, Direktor und techn. Leiter der Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung Halle (Saale), früher München.

Alle Rechte vorbehalten. (Schluß aus Heft 43.)

2. Eisenbahnviadukt Mirskofen bei km 87,015 Bahnlinie München—Regensburg.

Das Bauwerk steht unweit des vorigen in Richtung Landshut und besteht ebenfalls aus fünf Bogenöffnungen von rd. 7 m Spannweite, jedoch 17 m Höhe. Die hohe Dammböschung erstreckt sich dadurch bis zu den beiden Mittelpfeilern. Fundierung und Aufbau sind in gleichem Material wie beim Viadukt Kläham hergestellt. Es sind ebenfalls Pfahlroste vorhanden, die jedoch, im Grundwasser liegend, vollkommen unversehrt blieben. Eine Senkung der Pfeiler wie in Kläham war daher nicht eingetreten; dagegen waren durch deren große Schlankheit, Verwitterung des Mörtels und Überbeanspruchung des Materials durch die allmählich gesteigerten Nutzlasten ebenfalls bedenkliche Risse an Gewölben und Pfeilern entstanden. Da der Lastenzug N die Spannungen in weiterhin unzulässiger Weise steigerte, entschloß man sich nach der inzwischen gewonnenen Erfahrung von Kläham zur Wiederherstellung des Viadukts. Bei dem ausgeschriebenen engeren Wettbewerb wurde der Entwurf der Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung München, als der geeignetste zur Ausführung gewählt. Aus Abb. 10 u. 10a ist zu ersehen, daß die Konstruktion im Prinzip die gleiche ist wie bei Kläham. Da die bestehende Fundierung zur Druckübertragung mitherangezogen werden konnte, so wären aus rein statischen Gründen die durchgehenden Bodengewölbe wohl nicht erforderlich gewesen. Man entschloß sich aber doch dazu, da reine Fundamentverbreiterungen wenig Zwischenraum gelassen hätten und die Gewölbe eine solide Pfeilerversteifung und ausgleichende Lastverteilung gewährleisten.

Der Entwurfaufstellung waren die bauseitigen Bohrergebnisse zugrunde gelegt, die tragfähigen Sand und Kies bezw. Letten als Untergrund ermittelt hatten. Es war daher anzunehmen, daß die Bodengewölbe unmittelbar hierauf gegründet werden konnten. Für die Endöffnung gegen Regensburg traf dies auch zu, dagegen ergab sich bei der Ausführung, daß von der Nachbaröffnung an eine Schwimmsandschicht mit starkem Wasserandrang vorhanden war, die in unregelmäßiger Stärke bis zum anderseitigen Widerlager verlief und hier bis zu einer Stärke von rd. 5 m anwuchs. Ein Ausheben dieser Schicht und Tieferführung der Gewölbe war unmöglich. Man entschloß sich daher für die vier ersten Öffnungen zu einer Pfahlgründung mit Holzpfählen und verstärkte hierfür die im übrigen schon vorbereiteten Bodengewölbe im Scheitel von 30 auf 50 cm. Die Verwendung von Holzpfählen empfahl sich aus wirtschaftlichen Gründen und in Anbetracht des beständigen Grundwasserspiegels, der 2 m über dem alten Pfahlrost liegt. Die 25 cm starken Pfähle sind 4,0 bis 8,5 m lang und mit etwa 24 t belastet. Das Rammen gestaltete sich besonders in der Endöffnung äußerst schwierig und zeitraubend. Die rd. 15 m tiefe Baugrube war in der Quer- und Längsrichtung stark mit Bolzen versteift, die das Rammen sehr behinderten und oft ausgewechselt werden mußten. Es wurde eine elektrisch betriebene Ramme mit einem Freifallbären von etwa 750 kg Gewicht verwendet. Winde und Motor waren auf einem Rammwagen montiert, der auf einer Laufbühne aufsaß, so daß alle Teile der Grundfläche damit befahren werden konnten. Die Rammebene lag in der Höhe des oberen Pfeilerabsatzes. Der Mäkler mußte wegen der Bolzungen oft ummontiert werden, was viel Verzögerung ergab. Die Anordnung der Pfähle ist aus Abb. 10 zu ersehen; im Endfelde befinden sich 96 Stück, in der zweiten und dritten Öffnung je 42 und in der vierten Öffnung 20 Stück, die hier noch aus Sicherheitsgründen im Zusammenwirken mit dem alten Pfahlrost angeordnet wurden.

Der Aushub der unteren Bodenschicht gestaltete sich bei den gegebenen Verhältnissen nicht einfach, doch konnte die Wasserhaltung durch zweckmäßig eingelegte und ausgebildete Drainagen einwandfrei durchgeführt werden. Zur Freihaltung der unteren Betonsohle von strömendem Wasser wurde im Schutz der Drainage und vor dem Rammen eine durchgehende 20 cm starke Schicht aus gestampftem Kies hergestellt, die die Baugrubensohle bei ununterbrochener Wasserhaltung stets trocken hielt. Da unter dem Widerlager der Schwimmsand in die Baugrube durchzubrechen drohte, wurde hier eine abschließende Spundwand aus eisernen Schwellen geschlagen.

Die bewehrten Bodengewölbe stützen sich in ähnlicher Weise gegen die bestehenden Fundamente wie in Kläham, indem vier Eisenbetonstempel vorgesehen sind. Fast an allen Pfeilern mußte jedoch das Fundamentmauerwerk, das hier aus zermürbtem Nagelfluhgestein bestand, entfernt und durch Beton ersetzt werden. Diese Arbeit wurde für eine Pfeilerhälfte in drei Durchbruchetappen mit je 1,50 m Breite vorgenommen. Abb. 11 zeigt einen derartigen Ausbruch und Abb. 12 die fertige Pfeilerunterfangung mit Verzahnung und Bewehrungsanschlüssen.

Die Endöffnungen sind in der unteren Hälfte, soweit sie noch im Erdkegel liegen, mit je vier Betonlängswänden ausgesteift, die ihrerseits wieder in drei Etagen durch fertig verlegte 12 cm starke Eisenbetonplatten gegen den seitlichen Druck der Böschungskegel verspannt sind. Der obere Abschluß geschieht durch eine starke Eisenbetonplatte, die die darüberliegende Erdlast aufnimmt und auf der sich die obere Gewölbekonstruktion aufbaut. Durch diese Anordnung sind alle fünf Öffnungen im Gegensatz zu Kläham für das sichtbare Bauwerk erhalten geblieben, während anderseits doch durch die unteren Wandscheiben die großen Erddrücke hinter den Widerlagern einwandfrei aufgenommen werden. Dies war um so notwendiger, als die alten Widerlager viele Risse aufwiesen, die auf die größtenteils verwitterten Mörtelfugen zurückgeführt werden können. Deshalb mußte auch der schachtartige Aushub mit der nötigen Vorsicht vorgenommen und mußten die alten Widerlager gegen den Erddruck durch zwei über alle Öffnungen durchlaufende wagerechte Bolzenlagen gegeneinander gut abgesteift werden.

Die Konstruktion und Berechnung der Mittelöffnungen ist wie bei Kläham durchgeführt worden.

Die Bauarbeiten wurden wieder hälftig durchgeführt und fielen in den Winter 1925/26. Die Klähamer Lehrgerüste konnten unter geringfügiger Abänderung dadurch wieder verwendet werden, daß für die größere

Bauhöhe nach Abb. 13 ein gerades Mittelstück eingesetzt wurde. Ihre Verschiebung in die zweite Hälfte geschah auf unteren Eisenbetonkonsolen.

Die Baustelleneinrichtung gestaltete sich in dem hügeligen Gelände doch sehr zweckmäßig. Die Maschinenanlage wurde auf einer geeigneten Anhöhe aufgestellt, so daß deren günstige Lage für den Antransport der Materialien und den Weitertransport des Betons zum Viadukt vorteilhaft war. Sie bestand aus zwei Lokomobilen von 35 und 18 PS für die Preßluftanlage und den Stromerzeuger zum Betriebe der Wasserhaltung, Rammung und Baubeleuchtung sowie einer 25-PS-Lokomobile für die Betonmischmaschine, Betriebswasserpumpe und den Maschinenaufzug. Kies und Zement wurden auf Dammhöhe entladen und an der Böschung gelagert. Die Mischmaschine wurde durch Muldenkipper beschickt, die nach Kiesaufgabe zur Zementbeigabe unmittelbar durch den Zementschuppen fuhren und sodann über dem Maschinenschuppen nach unten in den Mischer entluden.

Damit an den äußeren Sichtflächen des alten Backsteinmauerwerks künftige Ausbesserungen wegfallen, wurden die Mauerflächen aufgerauht (Abb. 14) und mit einem 2 bis 3 cm starken Torkretputz versehen. Die wiederhergestellte Brücke macht dadurch den Eindruck eines homogenen Bauwerks, dessen konstruktive Sicherheit bei Beibehaltung der gefälligen Form sinnfällig zum Ausdruck kommt (Abb. 15). Die Brücke bildet durch die Anordnung des Torkretputzes das Gegenstück zur Backstein-Ausführung in Kläham. So hat man mit letzterer in bezug auf die äußeren Sichtflächen zwei verschiedene Ausführungen zum Vergleich für weitere Erfahrungen.

3. Pfeilerverstärkung der Laaberbrücke bei Deining
km 52,43 Bahnlinie Regensburg—Nürnberg.

Der zweigleisige Talübergang besteht aus mehreren rd. 60 m weit gespannten Öffnungen mit eisernem Fachwerküberbau aufs chlanken Mauerwerkpfeilern. Der dem Nürnberger Widerlager nächstliegende Pfeiler 4 zeigte seit Jahren Zerstörungserscheinungen, denen man zunächst durch Auswechseln der beschädigten Steine in Beton begegnete, jedoch ohne nennenswerten Erfolg. Die Zerstörung schritt weiter und verursachte anfangs 1926 einen Zustand, der dringend Abhilfe erheischte. Die Eisenbahndirektion Regensburg entschloß sich daher zu einer engeren Ausschreibung zur Erlangung geeigneter Wiederherstellungsvorschläge und übertrug hierauf der Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung München, die Ausführung nach deren Entwurf.

Der Pfeiler besteht in seinem 11 m hohen Sockelaufbau aus Dolomitquadermauerwerk und in seinem rd. 18,5 m hohen Schaft aus Sandsteinquadermauerwerk, das alle sieben Schichten mit einem Muschelkalkband durchzogen ist. Der Pfeilerkopf ist mit großen Granitquadern abgedeckt, die auch das Auflager für die Lagerstühle des Überbaues bilden. Der Schaft wies in seiner ganzen Höhe in den Breit- und Schmalseiten viele lotrechte Risse auf, die namentlich nach oben stärker wurden. In besonders bedenklicher Weise waren sie auch an den Ecken vorhanden, wo sie die hohen Sandstein- und Muschelkalkquadern mit großer Gewalt gespalten hatten; ferner waren die Mauersichtflächen größtenteils abgewittert. Abb. 16 zeigt ein ungefähres Bild dieses Zustandes, dessen Ursache zurückzuführen sein dürfte auf die ungenügende Druckfestigkeit des verwendeten Sandsteinmaterials, schlechte Ausführung des inneren Mauerkörpers, Verwitterung des Mörtels, dynamische Wirkungen durch Verkehrslasten und Witterungseinflüsse. Es liegt auf der Hand, daß die Verkehrslasten unter Voraussetzung der beiden ersten Punkte ihre Wirkung ausüben mußten und daß anderseits die starken Niederschläge sich Eingang in die vielen klaffenden Fugen des Mauerwerks, besonders des Kopfes, verschafften mit ihrer teils auslaugenden, teils sprengenden Tätigkeit. Die Zerstörung ist demnach, wie fast immer, auf eine Wechselwirkung mehrerer Ursachen zurückzuführen und, wenn auch wirtschaftlich unangenehm, doch für unsere praktische Bauerkenntnis lehrreich.

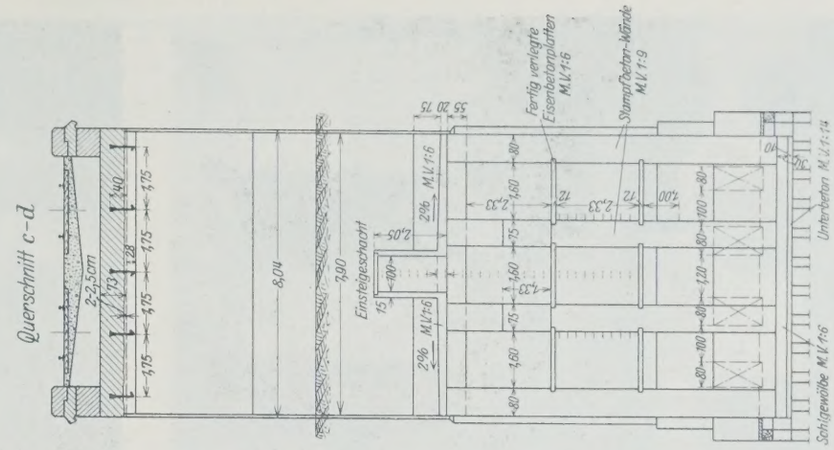


Abb. 10a. Querschnitt durch die Endöffnungen.

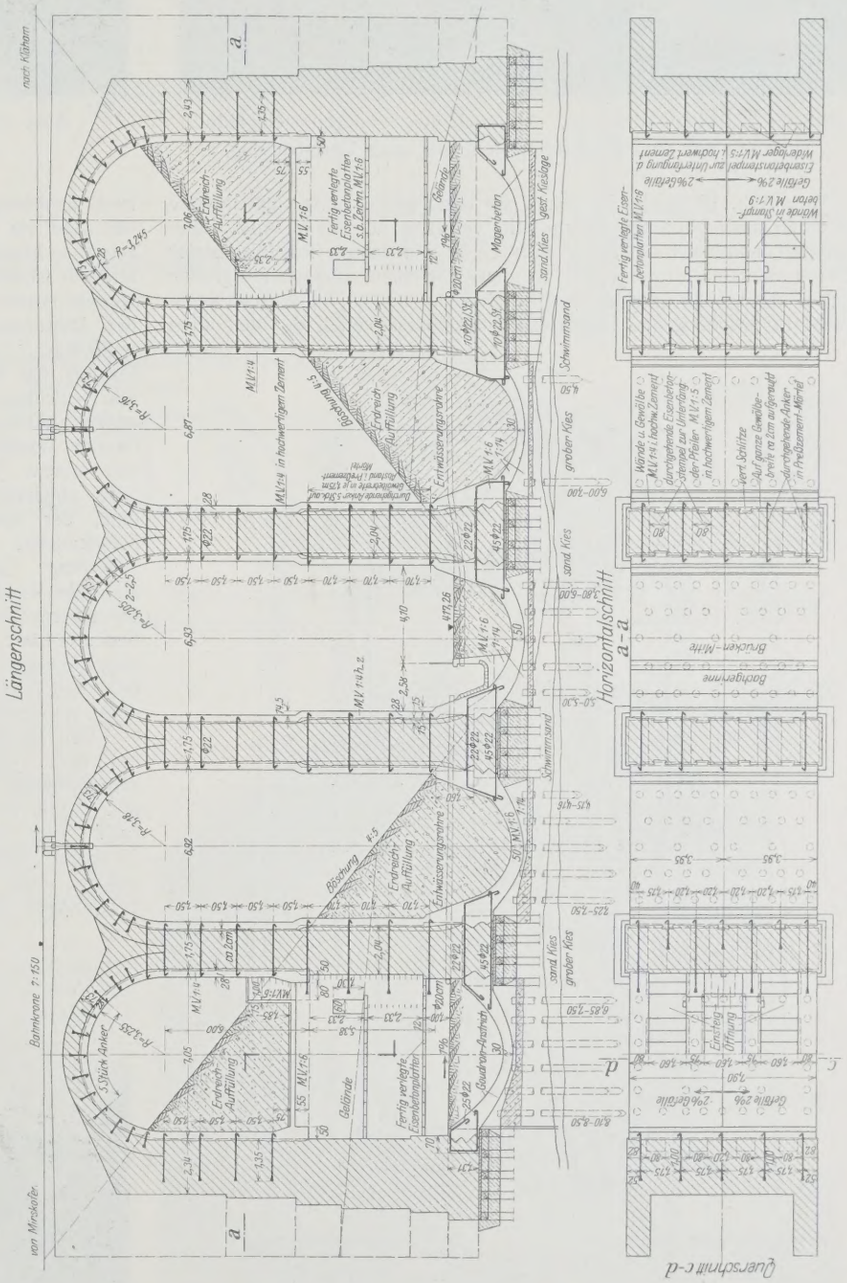


Abb. 10. Viadukt Mirskofen mit Darstellung der Verstärkungskonstruktion.

Die Wiederherstellung des kranken Bauteils, der im Höchstfalle nur mit 12 kg/cm² beansprucht war, konnte nur so stattfinden, daß er ein für allemal in einen dauerhaften, gesunden Zustand versetzt wurde. Die Gesichtspunkte waren demnach: die Befestigung des inneren Mauerwerkkörpers, ein sicherer Schutz nach außen gegen Witterungseinflüsse und in Verbindung damit eine Entlastung des alten Mauerwerks im Hinblick auf die Verkehrslasten.

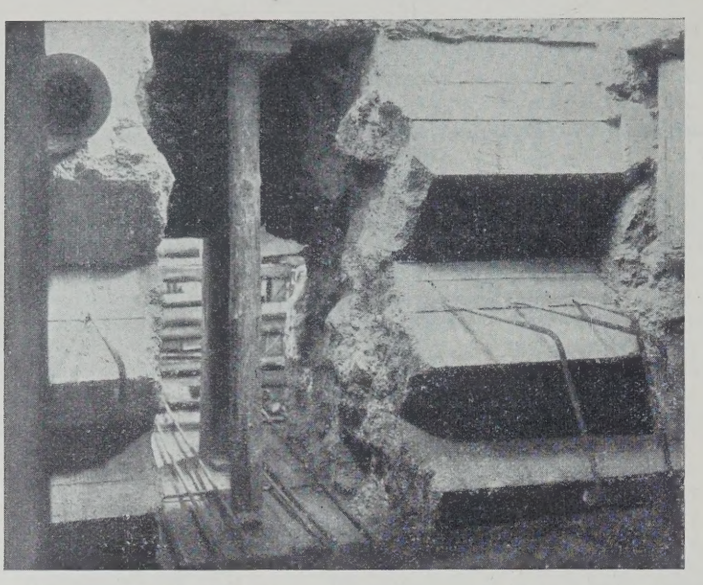


Abb. 11. Viadukt Mirskofen. Ausbruch des zermürbten Nagelfluhgesteins aus dem Pfeilerfundament mit einer Unterfangung.

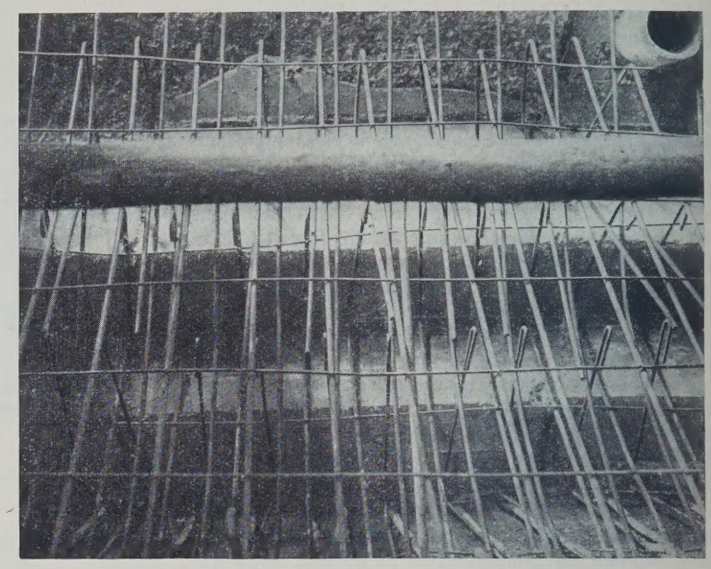


Abb. 12. Viadukt Mirskofen. Fertige Pfeilerunterfangung mit Bewehrungsanschlüssen.

Nach Abb. 17 wurde der Schaft auf seine ganze Höhe etappenweise von unten nach oben mit Bohrlöchern versehen, die unter Druckwasser ausgespült und nach Einziehen eiserner 24 mm starker Rundeisenanker mit Preßzementmörtel ausgepreßt wurden. Die Anker endigen mit großen hakenförmigen Umbiegungen in einem 23 cm starken, in hochwertigem Zement in Mischung 1 : 5 hergestellten Eisenbetonmantel, der den alten

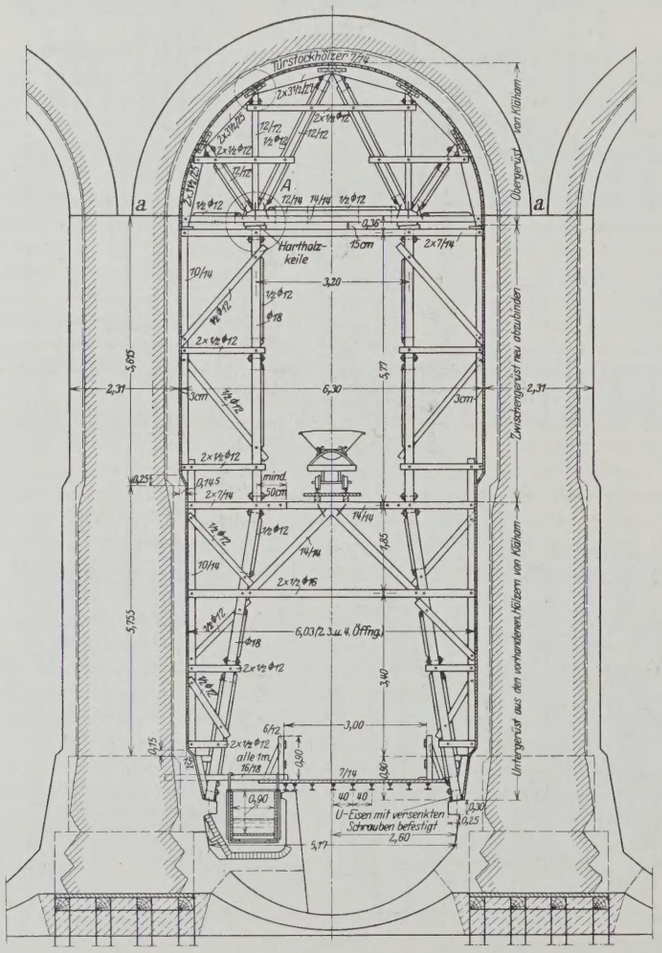


Abb. 13. Viadukt Mirskofen. Lehrgerüst für den neuen Einbau.

Pfeilerschaft allseitig umgibt. Zur weiteren innigen Verbindung zwischen Mantel und Mauerwerk sind dessen Sichtflächen mit Preßluftwerkzeugen stark aufgerauht und eine Anzahl 25 cm tief ins Mauerwerk eingreifender Eisenbetonstempel angeordnet. Der Eisenbetonmantel ist so bemessen, daß er allein imstande ist, die Verkehrslasten aufzunehmen, womit man unabhängig ist von dem inneren Werte des Pfeilermauerwerks, das dann nur noch sein eigenes Gewicht zu tragen hat. Diese Annahme ist um so zweckmäßiger, als die innere Beschaffenheit des Pfeilers zweifellos schlecht ist und auch durch das Auspressen nicht alle Hohlräume ausgefüllt werden konnten. Bei der Anordnung eines tragfesten äußeren Mantels hat dies jedoch nichts zu besagen. Aus diesem Grunde mußte auch von einem Torkretputz abgeraten werden, der wohl ein Schutzmantel gegen Witterung gewesen wäre, aber sonst keinerlei statische Sicherung bedeutet hätte, die besonders wegen der gefährdeten Ecken unbedingt notwendig war.

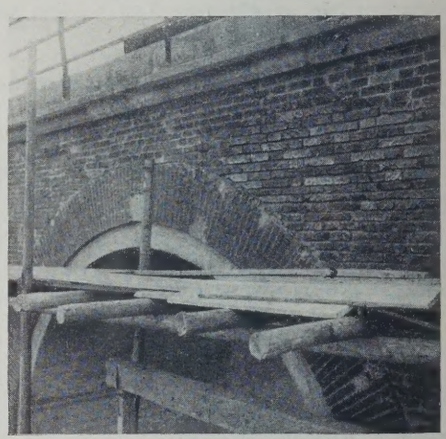


Abb. 14. Viadukt Mirskofen. Altes Backsteinmauerwerk aufgerauht.

Der Mantel sitzt auf dem wagerecht abgeglichenen Sockelmauerwerk in einem nach innen verbreiterten Fuß auf, wobei sich eine Pressung von 15 kg/cm² ergibt. Es war besonders wichtig, auch den Pfeilerkopf zu sichern, wozu eine stark bewehrte Kopfbandage in Gesimsform nebst der nötigen Verankerung angeordnet wurde. Man hat ferner von oben

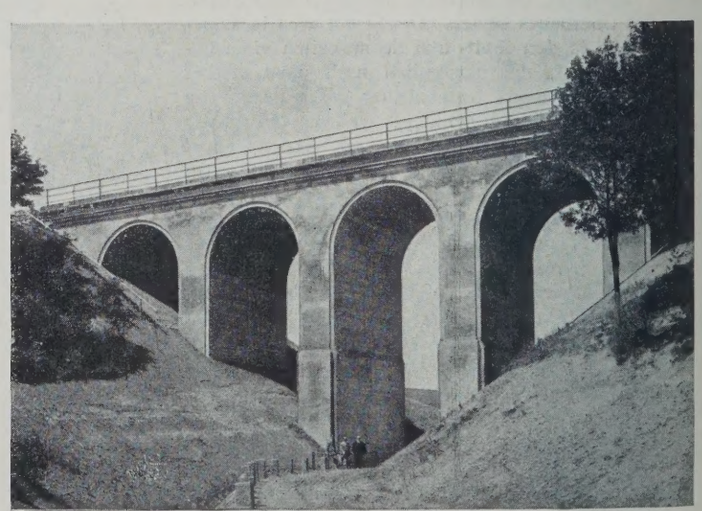


Abb. 15. Ansicht des wiederhergestellten Viaduktes Mirskofen.

her senkrechte Bohrlöcher angesetzt mit nachfolgender Zementeinpressung. Der Pfeilerkopf ist zur Verhütung der Eindringung weiteren Tagwassers mit einer bewehrten und ins Gefälle gelegten wasserdichten Betonabdeckung versehen, so daß mit dieser Kappe der alte Pfeiler nun allseitig umschlossen ist. Abb. 18 zeigt die Bewehrung von Kopf und Mantel. Bei letzterem tritt in dem unteren Querschnitt bei einer senkrechten Last von 1835 t und einem Moment aus exzentrischer Belastung und den Anfahr-, Brems- und Windkräften von 1490 tm eine größte Betonpressung von rd. 31 kg/cm² auf. Zugspannungen sind nicht vorhanden. Die Sicherheit der Konstruktion ist also bei den getroffenen ungünstigen Annahmen eine ganz bedeutende.

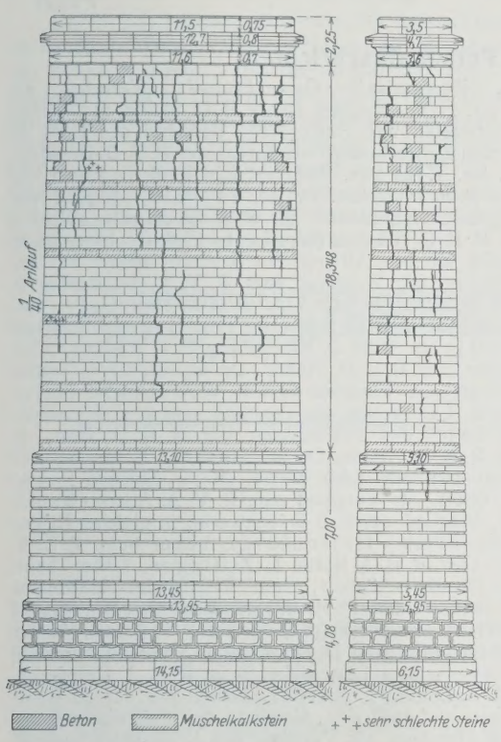


Abb. 16. Pfeiler 4 mit Rissebildung.

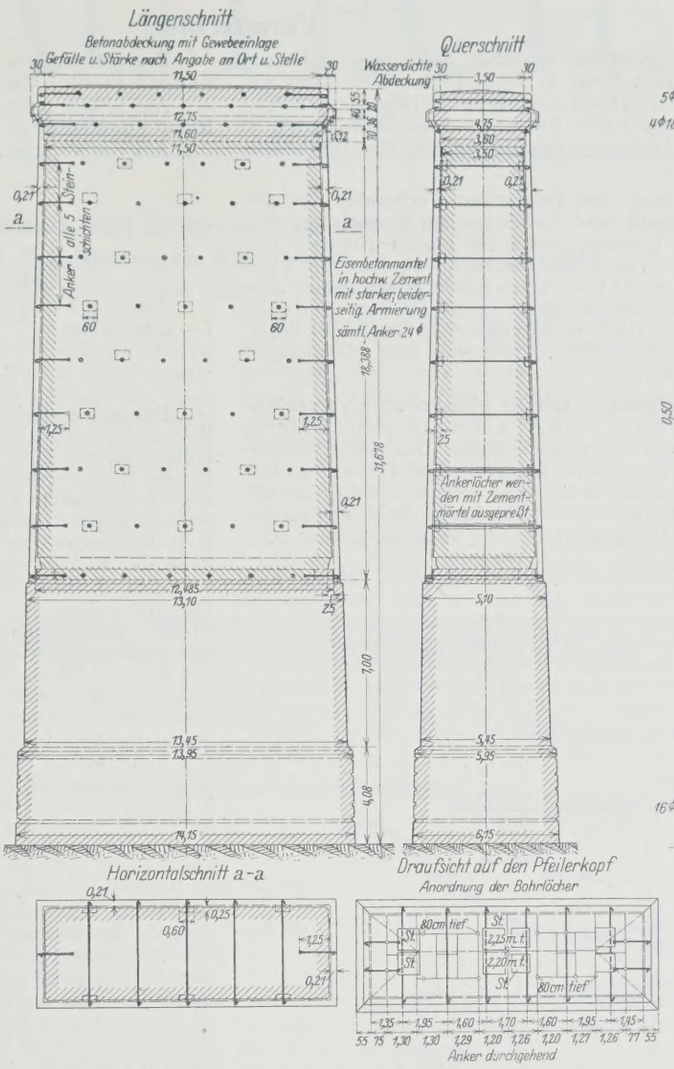


Abb. 17. Pfeiler 4 mit Verstärkung.

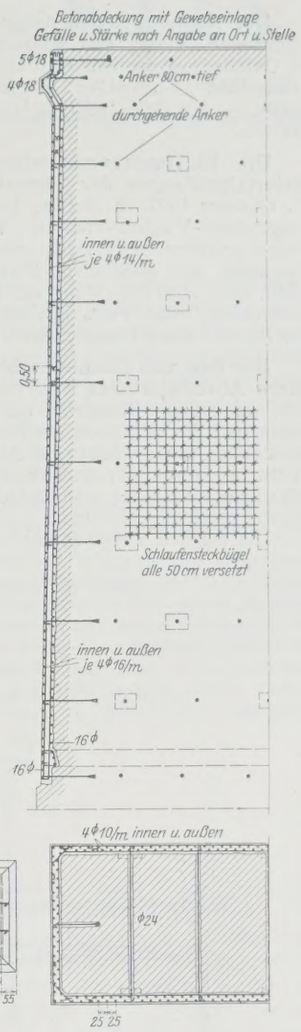


Abb. 18. Bewehrung des Mantels.

Abb. 16 bis 18. Bahnbrücke Deining.

Die schwierigen Arbeiten wurden im März 1926 begonnen und in $3^1/_2$ Monaten unter voller Aufrechterhaltung des Verkehrs beendigt. Das Kiesmaterial wurde von der Brücke aus an der hohen Böschung entladen und durch eine Rutsche unmittelbar zur Mischmaschine befördert (Abb. 19). Für die Einrüstung war ein ringsum laufendes Leitergerüst errichtet, das eine Höhe von 32 m und zehn Arbeitsböden von 2 m Breite besaß. Wegen der Erschütterungen, die durch die Bohr- und Abbauhämmer hervorgerufen wurden, mußte das an sich sehr leichte Gerüst gegen den Pfeiler gut versteift bezw. an diesen angehängt werden (Abb. 19). Die Betonwandschalung wurde zur Vermeidung von Erschütterungen unabhängig von der Rüstung unmittelbar an die eisernen Anker angehängt. Die Betonierung geschah mit Hilfe eines am eisernen Überbau montierten Kübelaufzuges über Aufgabetrichter und Verteilungsrinnen. Die Betonsichtflächen sind mit geringfügiger Abgrätung belassen worden, wie sie aus der Schalung kamen. — Der ummantelte Pfeiler unterscheidet sich in seinem Äußeren gegen die übrigen fast gar nicht, da der Sockelvorsprung und die Gesimsausbildung beibehalten sind und die Farbe des Betons von der des Sandsteinmauerwerks nicht besonders abweicht. Mit seiner Erneuerung ist er wieder ein vollwertiger tragsicherer Bauteil geworden.

Zum Schlusse möge noch auf die gute und verständnisvolle Zusammenarbeit mit der bauleitenden Behörde hingewiesen werden, die bei Deining durch Herrn Reichsbahnoberrat Höchstetter der Bauinspektion I, Regensburg, und bei Kläham und Mirskofen durch Herrn Reichsbahnoberrat Ibler der Bauinspektion Landshut vertreten war; bei dieser Gelegenheit sei auch meines eigenen bewährten Mitarbeiters bei der Durchführung dieser Bauaufgaben, Herrn Oberingenieur Deininger, gedacht.

Die in den drei besprochenen Ausführungen niedergelegten Erfahrungen haben für die Gruppenverwaltung Bayern die Grundlage gebildet zu einer Reihe weiterer ähnlicher Verstärkungskonstruktionen an massiven Brückentragwerken, die teilweise ebenfalls nach den Vorschlägen der vorgenannten Firma zur Ausführung gekommen sind.

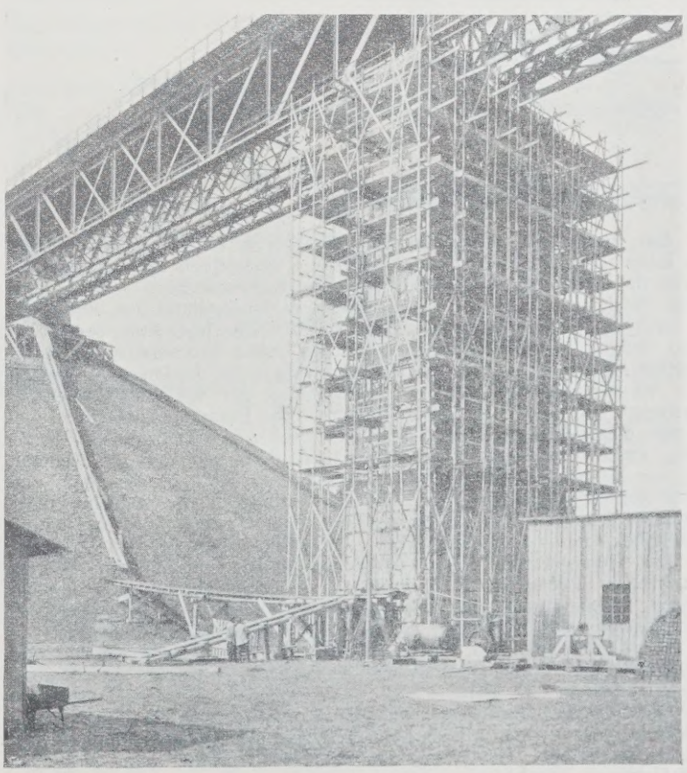


Abb. 19. Bahnbrücke Deining. Einrüstung des Pfeilers 4.

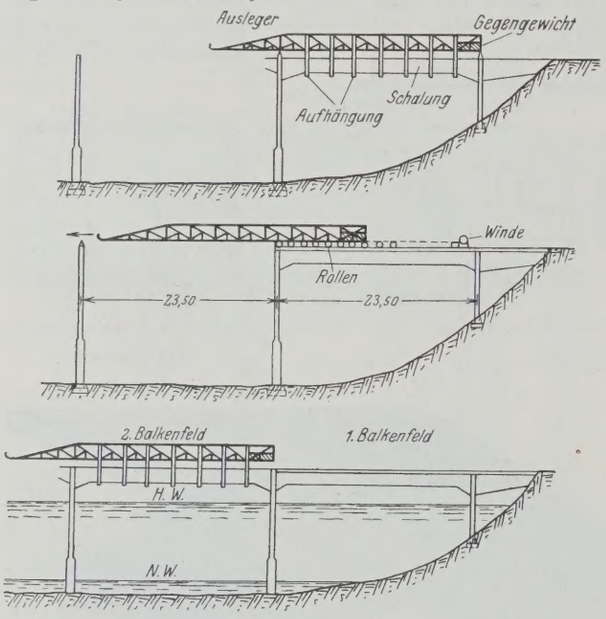
Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 10. Oktober ausgegebene Heft 19 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Architekten Lohmüller, Korschelt, Renker: Neue Wohnhäuser in Berlin. — Dr.-Ing. Hellmut Delius: Neue Grundsätze für Turnhallenbauten.

Die 19. Hauptversammlung des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik wird stattfinden am Donnerstag, den 27. Oktober 1927 in Berlin, Luisenstr. 58/59 im großen Hörsaale des Langenbeck-Virchow-Hauses. Von 4 Uhr nachm. ab werden dort Vorträge gehalten, und zwar spricht Prof. Nádai, Göttingen, über „Die Kinematik der plastischen Formänderungen", Prof. Dr.-Ing. Ludwik, Wien, über „Die Bedeutung des Gleit- und Reißwiderstandes für die Werkstoffprüfung" und Prof. Dr.-Ing. Enßlin, Eßlingen, über „Grundlagen der theoretischen Festigkeitslehre".

Der Bau von Eisenbetonbrücken mittels eines oberen vorschiebbaren Arbeitsgerüstes wird von F. Willm in Gén. Civ. vom 13. August 1927 an einigen Beispielen aus Tunis beschrieben. Das plötzliche Auftreten und die Heftigkeit der Hochwässer in den dortigen Flüssen machen beim Bau von Brücken die Aufstellung eines Lehrgerüstes gefährlich. Allein im Jahre 1925 sind im französischen Nordafrika nicht weniger als zehn Lehrgerüste bei solchen Gelegenheiten völlig fortgerissen oder doch schwer beschädigt worden.

Um solchen Zwischenfällen für die Folge vorzubeugen, ist von dem bekannten französischen Brückenbauer H. Lossier das obengenannte Arbeitsverfahren ausgebildet, das auch bei größeren und mehreren Öffnungen keine andere Unterstützung der Brückenträger erfordert als die Brückenpfeiler selbst. Es ist mit Erfolg bereits bei zwei Brückenneubauten über den Oued Sebou bei Sidi-Abd-el-Aziz und Souk-el-Tleta in Marokko mit fünf bezw. sechs Hauptöffnungen und 23,30 bezw. 24,20 m Spannweite sowie einem dritten über den Oued Hadjar in Tunis mit drei Hauptöffnungen von je 16,60 m erprobt worden.



Das nach vorn verschiebliche Arbeitsgerüst (s. Abbildung) besteht aus einem eisernen Fachwerk mit zwei fest verstrebten Hauptträgern, an denen die Schalung — ihrerseits leicht zusammensetzbar — aufgehängt wird. Nach vorn kragt das Gerüst in einem Auslegerarm aus, hinten ist es durch ein Gegengewicht zur Erhaltung des Gleichgewichts beschwert. Nach Vollendung des Widerlagers und des ersten Strompfeilers wird das Gewicht zunächst ohne die Aufhängevorrichtung auf Rollen oder Walzen nach vorne geschoben, alsdann die Schalung für das erste Balkenfeld angehängt und in ihr die Eisen verlegt. Das Betonieren geschieht bei Bauten dieser Art zur Erzielung eines rascheren Arbeitsganges zweckmäßig unter Verwendung von schnellerhärtendem, hochwertigem Zement. Hat der Beton die erforderliche Festigkeit, so wird die Schalung und deren Aufhängung entfernt und, nachdem inzwischen die nächsten Pfeiler ebenfalls fertiggestellt sind, das Gerüst um ein weiteres Feld nach vorne verschoben, dieses in gleicher Weise eingeschalt, bewehrt und betoniert.

Das Heranschaffen der erforderlichen Geräte und Baustoffe ist auf den bereits vollendeten Brückenfeldern und dem Arbeitsgerüst denkbar einfach, vorkommendenfalls ist natürlich auch der vorerwähnte Ausleger zum Entladen von zu Wasser ankommenden Materialien verwendbar.

Das Gerüst selbst ist aus einzelnen Gefachen zusammensetzbar und leicht verlegbar, es kann mithin auch je nach der Feldweite verschiedene Längen erhalten.

Die Vorteile seiner Verwendung sind offenbar auch für den Bau von Brücken über Straßen mit starkem Verkehr, über Eisenbahnlinien, also überall da, wo die Aufstellung von Lehrgerüsten kaum ohne Störungen und Gefahren möglich ist, recht erheblich. Ki.

Berichtigungen. In dem Aufsatze „Aus der Praxis des Holzbaues" in der „Bautechnik" 1927, Heft 32, finden sich einige Fehler:

Auf S. 458, 1. Sp., Zle. 8 v. u. ist in der Gleichung für f der Faktor $307\,d^2$ anstatt $3{,}07\,d^2$ zu setzen.

Auf S. 458, r. Sp., Zle. 19 v. u. muß die Gleichung für x heißen:

$$x = \frac{p+g}{p+g} \cdot \frac{l}{2} - g \cdot \frac{a^2}{2(g+p)(l-a)}$$

und (in Zle. 17) die Gleichung (11):

$$M = \frac{1}{8(g+p)} \left[(p+g)\, l - g \cdot \frac{a^2}{l-a} \right]^2 - g \cdot \frac{l\,a}{2}.$$

Auf S. 459 ist in Abb. 2 bei den Mittelfeldern überall $l - 2\,a$ anstatt $l - a$ zu setzen. Faust.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Dr. jur. Hirt, Mitglied der R. B. D. Stettin, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Breslau und Scherffig, Vorstand des R. M. A. Leipzig 1, als Vorstand zum Betriebsmaschinenbureau der R. B. D. Dresden; die Reichsbahnräte Dr. jur. Krueger, Mitglied der R. B. D. Essen, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Stettin. Dr. jur. Seybold, Mitglied der R. B. D. Breslau, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Münster (Westf.), Pichier, Mitglied der R. B. D. Münster (Westf.), in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Halle (Saale), Dr. jur., Dr. rer. pol. Lohse, bisher bei der Hauptverwaltung in Berlin, als Vorstand zum R. V. A. Magdeburg 2, Siegel, Vorstand des R. V. A. Magdeburg 2, zur R. B. D. Trier, Gaih, Vorstand des R. V. A. Hameln, zur R. B. D. Schwerin, von Hagen, Vorstand des R. V. A. Altena (Westf.), zur R. B. D. Königsberg (Pr.), Keller, Vorstand des R. V. A. Emden, zur R. B. D. Stettin, Dr. jur. Genest, bisher bei der R. B. D. Halle (Saale), als Vorstand zum R. V. A. Hameln, Dr. jur. Blüher, bisher bei der R. B. D. Stettin, als Vorstand zum R. V. A. Emden, Plath, Kassenrat und Leiter des Prüfungsamt der R. B. D. Trier, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Altona, Dr. jur. Dassau, bisher bei der R. B. D. Trier, zur Hauptverwaltung nach Berlin, Dr. jur Gerhard Koch, bisher bei der R. B. D. Erfurt, als Vorstand zum R. V. A. Altena (Westf.), Dr. jur., Dr. phil. Rund, Mitglied der R. B. D. Schwerin, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Münster (Westf.), Hülsenkamp, bisher beim R. Z. A. in Berlin, als Vorstand zum R. B. A. Berlin 1, Zillinger, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Dresden-Altstadt, zum Reichsbahn-Neubauamt Berlin 1, Rudolf Paul, bisher beim R. M. A. Zwickau (Sa.), als Vorstand zum neuerrichteten R. M. A. Plauen (Vogtl.), Moritz Friedrich, bisher beim Betriebsmaschinenbureau der R. B. D. Dresden, als Vorstand zum neuerrichteten R. M. A. Dresden 3, Contius, bisher beim R. M. A. Dresden 2, als Vorstand zum R. M. A. Leipzig 1, Burger, bisher bei der R. B. D. Breslau, zur R. B. D. Essen und Hübner, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Eidelstedt, nach Hamburg als Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Hamburg-Barmbeck (bisher Eidelstedt).

Übertragen: dem Reichsbahnrat Otto Breuer in Essen die Stellung eines Mitgliedes der dortigen R. B. D.

Überwiesen: Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Steinbrecher, bisher Vorstand des R. B. A. Berlin 1, als Mitglied zur R. B. D. Berlin.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnamtmann Moehrke, Vorstand des Finanzbureaus der R. B. D. Königsberg (Pr.).

Ausgeschieden: Reichsbahnoberrat Frevert, Mitglied der R. B. D. Altona, infolge Übernahme der ordentlichen Professur für Eisenbahn- und Tunnelbau an der Technischen Hochschule Berlin.

Gestorben: Reichsbahnoberamtmann Lübke bei der Hauptverwaltung in Berlin und der Reichsbahnamtmann Kattolinsky bei der R. B. D. Berlin.

Preußen. Dem Regierungsbaurat (W.) Witte in Koblenz ist die Vorstandstelle beim Wasserbauamt I daselbst endgültig übertragen worden.

Versetzt: Regierungs- und Baurat (W.) Bastian vom Wasserbauamt in Tönning an die Wasserbaudirektion in Münster; die Regierungsbaumeister (W.) Seidel I vom Wasserbauamt in Glückstadt an das Wasserbauamt in Kiel, Baus vom Neubauamt Kanalabstieg in Magdeburg an das Neubauamt in Münster i. Westf., Kruse vom Neubauamt in Münster i. Westf. nach Olfen.

Überwiesen sind unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst die Regierungsbaumeister (W.) Murray in Stade dem Kulturbauamt I in Düsseldorf, Griese dem Wasserbauamt in Tönning.

Gestorben: der Geheime Baurat Klaus Greve in Hamburg, früher Regierungs- und Baurat und Vorstand der Eisenbahn-Betriebsinspektion Eberswalde.

Deutsches Reich. Gestorben: der Geheime Oberbaurat Franz Baltzer, Professor an der Technischen Hochschule Berlin und Mitglied der preußischen Akademie des Bauwesens, früher Vortragender Rat im Reichskolonialamt.

INHALT: Seilaufzug für ein Schiffshebewerk. — Signalmeldeanlagen für Bremsuntersuchungen und Bremsproben im Eisenbahnbetriebe. — Der Ausbau des Oder-Spree-Kanals (Schluß.) — Neuere Verstärkungen von Massivbrücken für die Deutsche Reichsbahn, Gruppe Bayern (Schluß) — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — 19. Hauptversammlung des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik. — Bau von Eisenbetonbrücken mittels eines oberen vorschiebbaren Arbeitsgerüstes. — Berichtigungen. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 21. Oktober 1927. Heft 46

Alle Rechte vorbehalten.

Umbau der Dragebrücke bei Kreuz.

Erste Brücke der Deutschen Reichsbahn in Siliziumbaustahl.

Von Reichsbahnoberrat **Kado** in Frankfurt a. d. Oder.

Einleitung.

Die Ostbahn Berlin—Schneidemühl überschreitet die Drage, einen an dieser Stelle noch schiffbaren Nebenfluß der Netze, in km 184,76 unweit des Bahnhofs Kreuz. Die alte Brücke aus dem Jahre 1857 hatte zwei Öffnungen von je 17,26 m l. W., die im Gleis Schneidemühl—Berlin noch bis zu dem jetzigen Umbau durch zwei aus dem Jahre 1857 stammende Gitterträger von je 18,36 m Stützweite überbrückt wurden (Abb. 1). Im Gleis Berlin—Schneidemühl dagegen waren die ursprünglichen beiden Überbauten von je 18,36 m Stützweite bereits im Jahre 1910 unter Beibehaltung der alten Widerlager durch eine Halbparabelträgerbrücke von 38,00 m Stützweite ersetzt worden.

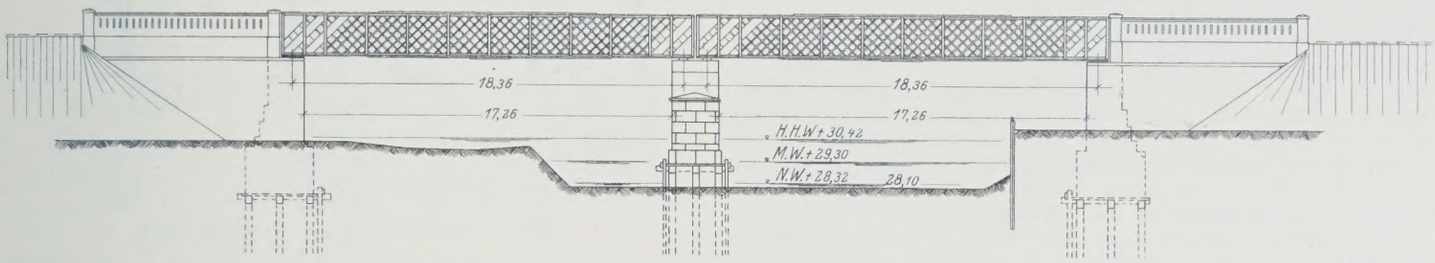


Abb. 1. Die alte Brücke.

Im Frühjahr 1926 zeigten sich nun in dem Mittelpfeiler unter den Überbauten des Gleises Schneidemühl—Berlin (im folgenden „nördliche Brücke" genannt) stark klaffende Risse, die auf eine teilweise Senkung des Pfeilers und einen mangelhaften Zustand des unter ihm befindlichen Pfahlrostes schließen ließen. Schlechte Beschaffenheit des Pfahlrostes durfte um so mehr angenommen werden, als der Niedrigwasserspiegel der Drage sich infolge veränderter Vorflutverhältnisse seit dem Bau der Brücke gesenkt hatte und nicht mehr mit einer dauernden Unterwasserlage der Pfahlköpfe zu rechnen war. Ein sofortiges Unterfangen der Überbauten über dem beschädigten Mittelpfeiler wurde erforderlich. Und die Erneuerung der für die heutigen Verkehrslasten ohnehin zu schwachen Brücke war nicht länger aufzuschieben.

für den neuen Überbau die Verwendung von Siliziumbaustahl beschlossen. Mit der Fertigstellung des Boßhardt-Ofens wurde für September 1926 gerechnet, und das erste Material aus diesem Ofen sollte für die Dragebrücke Verwendung finden. Da sich jedoch die Fertigstellung des Boßhardt-Ofens hernach verzögerte, wurde dem Anerbieten der Linke-Hofmann-Lauchhammer A.-G. zugestimmt, für die Dragebrücke einen gleichwertigen Siliziumbaustahl aus dem Siemens-Martin-Ofen in ihrem Werk Riesa zu liefern. Dieses Material hat dann auch tatsächlich für die neue Brücke Verwendung gefunden.

Für den Siliziumbaustahl ist eine Beanspruchung von 2100 kg/cm² durch Hauptkräfte und 2400 kg/cm² durch Haupt- und Zusatzkräfte zugelassen. Der Berechnung der Brücke ist der Lastenzug *N* der Deutschen Reichsbahn zugrunde gelegt. Die vorhandene Bauhöhe beträgt 1 m. Die Hauptträger sind als Strebenfachwerk in Trapezträgerform ausgebildet. Bei einer Stützweite von $l = 38{,}00$ m ist die Feldweite zu $l/8 = 4{,}75$ m gewählt. Um die Anordnung eines oberen Windverbandes zu ermöglichen und um ferner die Durchbiegung des leichten Überbaues gering zu halten, ist die Systemhöhe der Hauptträger zu 6,30 m, d. i. annähernd $= l/6$ gewählt (Abb. 3). Die Entfernung der Hauptträger voneinander beträgt 4,80 m.

In der Ebene des Untergurtes ist ein von Lager zu Lager durchgehender Windverband angeordnet. Die Kräfte des oberen Windverbandes sind mittels Portale in den Punkten 1 und 1 in den unteren Windverband übergeleitet.

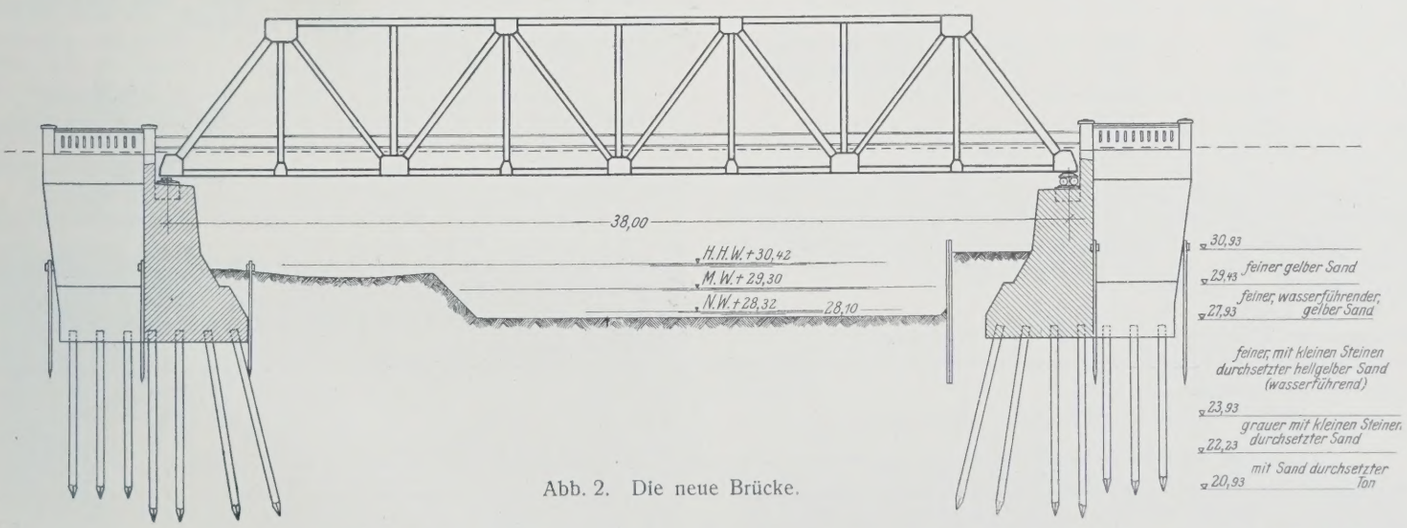


Abb. 2. Die neue Brücke.

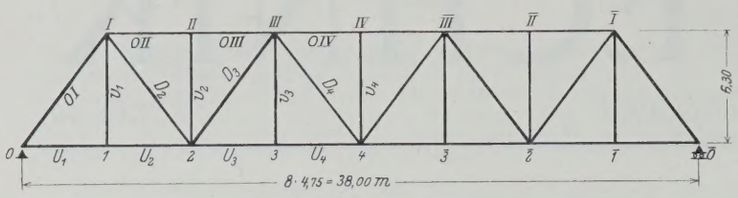
Die Ausbildung des neuen Überbaues.

Für die Erneuerung der nördlichen Brücke wurden jetzt ebenfalls ein Überbau von 38,00 m Stützweite, die Beseitigung des Mittelpfeilers und die Herstellung völlig neuer Widerlager vorgesehen (Abb. 2).

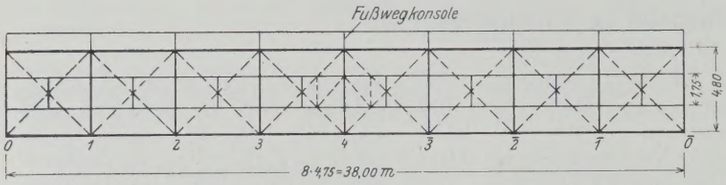
Da um diese Zeit gerade die ersten Versuche mit F-Stahl zu einem günstigen Ergebnis geführt hatten und der Bau eines 10-t-Boßhardt-Ofens im Stahlwerk Gröditz der Linke-Hofmann-Lauchhammer A.-G. im Einvernehmen mit der Deutschen Reichsbahngesellschaft eingeleitet war, wurde

Die Entfernung der Querträger voneinander beträgt 4,75 m. Der Abstand der zwischen ihnen liegenden Längsträger voneinander beträgt 1,75 m. In ihrer Mitte sind die einzelnen Längsträger durch einen aus ⊏-Eisen gebildeten Schlingerverband ausgesteift, der an die Strebenschnittpunkte des unteren Windverbandes angeschlossen ist. In der Mitte der Brücke ist ein Bremsverband angeordnet.

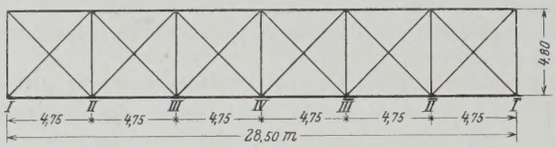
Da es sich um die erste Ausführung in Siliziumstahl handelte, war bei der Bemessung der Stabquerschnitte eine gewisse Beschränkung ge-



Hauptträgersystem.



Unterer Windverband, Längsträger, Schlinger- und Bremsverband.



Oberer Windverband.

Abb. 3.

boten. Es durften zunächst nur solche Profile gewählt werden, die im Lauchhammerwerk Riesa, das den Stahl lieferte, gewalzt werden konnten, und es sollten auch nicht unnötig viel verschiedene Profile gewählt werden. Es ist ferner bei guter Ausnutzung des hochwertigen Materials in erster Linie Wert darauf gelegt worden, die Brücke in allen Teilen konstruktiv gut und ausreichend steif durchzubilden.

Die Längsträger haben ein genietetes Profil von 480 mm Stegblechhöhe erhalten. An den Querträgern sind sie mittels durchschießender Kopfplatten miteinander verbunden. Die Querträger sind aus einem genieteten Profil von 780 mm Stegblechhöhe gebildet. Ihr Anschluß an die Pfosten ist so ausgebildet, daß die Eckbleche in die Querträger und in die Pfosten hineingreifen.

Die für die Stäbe der Hauptträger gewählten Profile sind in Abb. 4 zusammengestellt.

Die Gurtstäbe und Streben der Hauptträger sind sämtlich gut ausgenutzt. Es ergeben sich folgende Beanspruchungen:

Stab	Größte errechnete Spannung	Zulässige Spannung	Bemerkungen
O_I	2343	2400	Mit Wind- und Zusatzkräften
$O_{II, III}$	1966	2100	
O_{IV}	2008	2100	
$U_{1, 2}$	2368	2400	Mit Wind- und Zusatzkräften
$U_{3, 4}$	2370	2400	Mit Wind- und Zusatzkräften
D_2	2050	2100	
D_{III}	1980	2100	
D_4	1903	2100	

Von den Pfosten des Hauptträgers ist nur der Stab V_1 als Glied des Windportals voll ausgenutzt. Für die übrigen Pfosten ist aus konstruktiven Gründen und, um Schlankheitsgrade über 150 zu vermeiden, das gleiche Profil gewählt. Es bestehen jedoch keine Bedenken, diese Stäbe etwas schwächer auszubilden.

Bei der Fahrbahn sind die Längsträger mit 1950 kg/cm² und die Querträger mit 2064 kg/cm² ($\sigma_{zul} = 2100$) gut ausgenutzt.

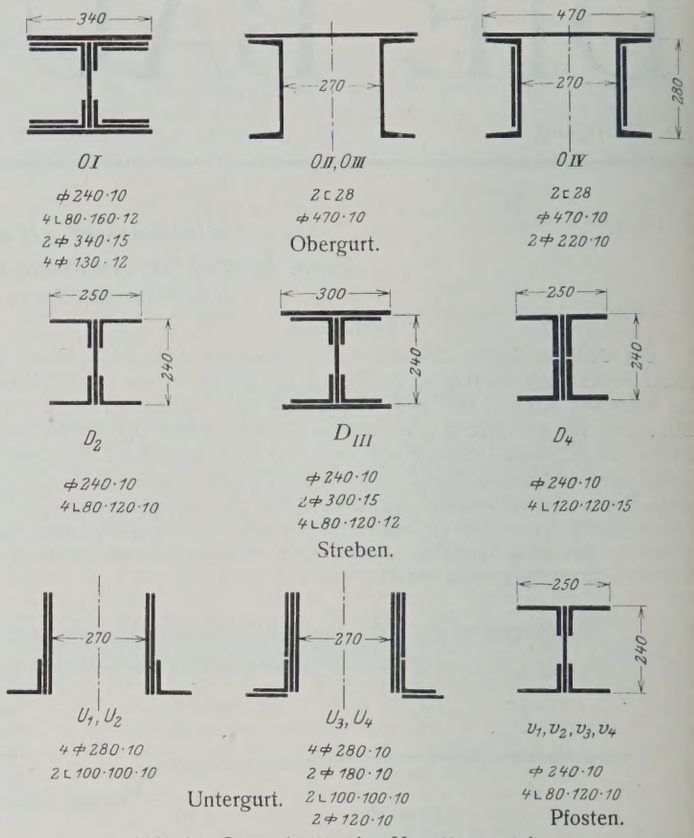


Abb. 4. Querschnitte der Hauptträgerstäbe.

Materialabnahme und Ausführung.

Für den zu verwendenden Siliziumbaustahl waren folgende Bedingungen gestellt:

Streckgrenze $\geqq 36$ kg/mm²
Zugfestigkeit $= 48$ bis 58 kg/mm²
Dehnung . . $\geqq 22$ %.

Bei Knotenblechen aus Baublech muß die Bruchdehnung mindestens 20 % in allen Richtungen betragen. Kaltbiegeproben müssen sich über einen Dorn von einem Durchmesser gleich der einfachen Dicke des Probestabes um einen Winkel von 180 ° zusammenbiegen lassen, ohne Risse zu zeigen.

Diese Bedingungen waren also noch schärfer als die später in die „Vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus Siliziumbaustahl" — eingeführt durch Verfügung der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahngesellschaft vom 24. Dezember 1926 — aufgenommen.

Bei je 49 vorgenommenen Zerreiß-, Biege-, Loch- und Ausbreitproben wurden in 9 Fällen Gegenproben erforderlich:

wegen ungenügender Streckgrenze 1
„ ungenügender Dehnung (∠ 22) 7
„ Überschreitung der oberen Grenze der Zerreißfestigkeit 1.

Die Gegenproben werden doppelt ausgeführt, eine von dem gleichen, die zweite von einem anderen Stabe desselben Profils.

20 ⊏ 28 mußten wegen ungenügender Dehnung, ein Blech von 20 mm Stärke wegen ungenügender Streckgrenze zurückgewiesen werden.

Nach den heute für Siliziumstahl geltenden Abnahmebedingungen wäre nur bei dem 20 mm starken Blech, das eine zu niedrige Streckgrenze ergab, eine Gegenprobe erforderlich gewesen, während sämtliche übrigen Proben ohne Gegenprobe genügt haben würden.

Die Abnahmeergebnisse sind im einzelnen aus der nachfolgenden Tabelle zu ersehen:

Tag der Abnahme	28. 10. 26	23./24. 11. 26				14. 12. 26	16. 12. 26	7. 1. 27	Gesamtmittel aus 68 Proben
	Mittel aus								
	11 Proben	10 Proben	10 Proben	10 Proben	10 Proben	2 Proben	4 Proben	3 Proben	5 Proben	3 Proben	
Streckgrenze kg/mm²	37,8	38,5	37,5	38,2	38,8	38,0	38,0	42,0	38,1	39,7	38,4
Zugfestigkeit kg/mm²	56,0	54,2	54,4	53,2	54,8	53,8	52,7	58,3	54,7	55,1	54,6
Dehnung %	23,9	23,9	22,1	21,9	23,4	23,3	24,9	23,9	23,4	21,0	23,2
Einschnürung %	55	56	57	56	55	52	57	60	60	51	55,9
Biegeversuch	gut	gut	9/10 gut	gut	gut	gut	gut	gut	gut	gut	
Ausbreitversuch	„	—	—	—	„	„	—	„	—	„	
Lochversuch	„	—	—	—	„	„	—	„	—	„	
Stauchversuch	—	—	—	—	—	—	gut	—	—	—	
Streckgrenze / Zugfestigkeit %	67,5	71,0	68,9	71,8	70,8	70,6	72,1	72,0	69,7	72,0	70,3

	Abnahme vom 28. 10. 26 2 Schmelzungen		Abnahme vom 23./24. 11. 26 6 Schmelzungen						Abnahme vom 14./16. 12. 26 2 Schmelzungen		Abnahme vom 7. 1. 27	Mittelwert
C-Gehalt %	0,13	0,13	0,17	0,17	0,13	0,09	0,09	0,13	0,13	0,18	0,15	0,14
Si- „	0,88	1,07	1,03	1,09	1,11	1,29	0,85	0,95	0,93	0,98	1,08	1,02
Mn- „	0,99	0,93	0,95	0,87	0,83	0,62	0,82	0,81	0,67	0,75	0,83	0,82
P- „	0,027	0,032	0,030	0,036	0,053	0,023	0,052	0,058	0,05	0,04	0,030	0,039
S- „	0,05	0,03	0,04	0,05	0,05	0,05	0,04	0,05	0,03	0,03	0,05	0,04
Cu- „	0,25	0,18	0,23	0,23	0,16	0,22	0,12	0,21				

Die chemische Zusammensetzung der zugehörigen Schmelzungen im einzelnen und im Gesamtmittelwert zeigt die vorstehende Übersicht.

Der Siliziumgehalt der Schmelzungen schwankt von 0,85 bis 1,29 und beträgt im Mittel 1,02 %.

Im Februar 1927 mußte für mehrere in der Werkstatt verbohrte Knotenbleche sowie für ein anderes Blech Ersatz geliefert werden. Dieser Ersatz wurde aus dem inzwischen fertiggestellten Boßhardt-Ofen in Gröditz geliefert. Die Werte, die sich hierbei ergeben haben, sollen zum Vergleich angegeben werden.

Abnahmeergebnis:

	Abnahme vom 9. 2. 27	Abnahme vom 25. 2. 27 längs	Abnahme vom 25. 2. 27 quer
Streckgrenze kg/mm²	36,8	36,5	36,4
Zugfestigkeit kg/mm²	55,8	51,0	52,0
Dehnung %	24,0	24,0	23,1
Einschnürung %	49	60	53
Biegeversuch	gut	gut	gut
Ausbreitversuch	„	gut	
Lochversuch	„	„	
Streckgrenze / Zugfestigkeit %	66,0	71,6	70,0

Zusammensetzung der Schmelzungen:

	Abnahme vom 9. 2. 27	Abnahme vom 25. 2. 27
C-Gehalt %	0,11	0,13
Si- „	1,06	0,89
Mn- „	0,43	0,59
P- „	0,048	0,029
S- „	0,040	0,032
Cu- „		0,17

Auf die deutliche Kennzeichnung des Silizumstahls und die getrennte Lagerung der abgenommenen Baustoffe wurde größte Sorgfalt verwendet. Für die Kennzeichnung des Siliziumbaustahls sind in den „Vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus Siliziumbaustahl" der Deutschen Reichsbahn vom 24. Dezember 1926 genaue Angaben enthalten. Im vorliegenden Falle geschah sie bereits in ähnlicher Weise, doch mit blauem Ölfarbenanstrich statt des jetzt vorgeschriebenen Anstrichs mit silberglänzender Aluminiumfarbe.

Bezüglich der Bearbeitung des Siliziumbaustahls darf nach unseren Feststellungen gesagt werden, daß sich die Nietung nicht schwieriger gestellt hat als bei St 48. Der Werkzeugverschleiß ist bei Verwendung gewöhnlicher Werkzeuge größer als bei St 37, jedoch nicht größer als bei St 48 anzunehmen. Nach Angabe der Werkleitung erwies sich das Richten der Walzprofile aus Si-Stahl wegen des starken Federns des Baustoffes als recht schwierig. Brennstellen werden glashart und lassen sich schwer bearbeiten. Im ganzen genommen haben sich jedoch besondere Schwierigkeiten bei der Herstellung der Brücke in Si-Stahl weder in der Werkstatt noch auf der Baustelle ergeben.

Abb. 5 zeigt die im Werke für die Abnahmeprüfung zusammengebaute Fahrbahn der Brücke, Untergurte mit Quer- und Längsträgern. Die weitere Einzelausbildung der Brücke ist aus Abb. 6 gut zu ersehen.

Die Inbetriebnahme des fertigen Überbaues fand am 2. April 1927 statt. Bei dem Belastungsversuch wurde die elastische Durchbiegung in Hauptträgermitte durch zwei der schwersten zurzeit auf der Strecke verkehrenden Lokomotiven für ruhende Belastung zu 15,0 bezw. 15,2 mm gemessen, gegenüber einem rechnerischen Wert für die gleiche Belastung von 16,4 mm. Die Einsenkung der mit 24 mm Überhöhung ausgeführten Hauptträger betrug nach der Ausrüstung des Überbaues rd. 4 mm, die bleibende Durchbiegung nach der erstmaligen Versuchsbelastung 1,6 bezw. 2 mm, mithin zusammen rd. 6 mm bleibende Durchbiegung. Die rechnerisch ermittelte bleibende Durchbiegung aus ständiger Last beträgt in Hauptträgermitte 7,9 mm.

Abb. 6. Blick in die fertige Brücke.

Für den Lastenzug *N* ist rechnerisch eine Durchbiegung aus Verkehrslast von 32 mm = 1/1190 der Stützweite ermittelt.

Eine Ansicht der neuen Brücke gibt Abb. 7. Im Hintergrunde ist der aus dem Jahre 1910 stammende Überbau des südlichen Nachbargleises zu sehen, der zurzeit nach Klasse *E* verstärkt wird und während der Neuherstellung der südlichen Widerlagerhälfte 16 m seitlich ausgefahren ist.

Wirtschaftliches Ergebnis.

Das Eisengewicht des neuen Überbaues ohne Lager und ohne seitlichen Fußsteg beträgt 83,43 t. Um ein genaues Bild der erzielten Gewichtsersparnis zu erhalten, haben wir einen Vergleichsentwurf für einen völlig gleich ausgebildeten Überbau in St 37 aufgestellt. Das Gewicht dieses Überbaues ergibt sich ohne Lager und Fußweg zu rd. 106 t. Mithin ist bei dem Überbau in Siliziumstahl gegenüber St 37 eine Gewichtsersparnis von 21,3 % erzielt worden. Im einzelnen beträgt die Ersparnis:

bei den Gurtungen des Hauptträgers . . . . . 27 bis 31 %
„ „ Streben und Pfosten des Hauptträgers dagegen nur . . . . . 15 bezw. 12 %
„ „ Längsträgern beträgt die Ersparnis . . . 21 %
„ „ Querträgern nur . . . . . 11 %
„ „ Querverbänden und Windverbänden etwa 24 %.

Rechnet man nach dem Verhältnis der zulässigen Spannungen um, so würde sich theoretisch bei Ausführung in Siliziumstahl gegenüber St 37 eine Gewichtsersparnis von 33 % ergeben. Diese Zahl kann natürlich nicht erreicht werden, da aus praktischen und konstruktiven Gründen unter gewisse Blechstärken und Profilabmessungen nicht heruntergegangen werden darf. Weiterhin ist aber auch zu beachten, daß bei schlanken Druckstäben mit einem Schlankheitsgrad $\lambda \geqq 100$ auch rein theoretisch eine

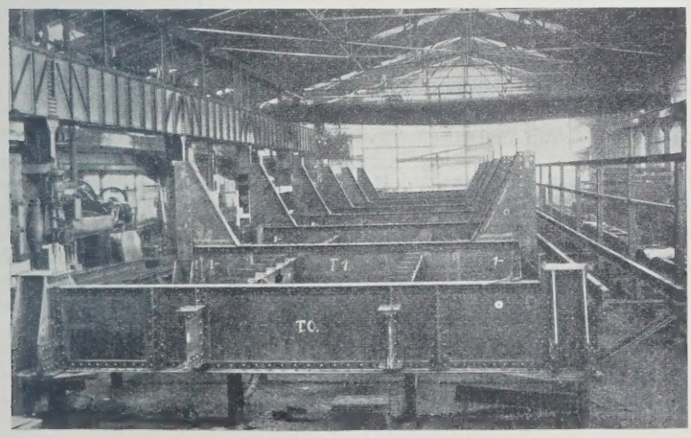


Abb. 5.
Die im Werk für die Abnahme zusammengebaute Fahrbahn der Brücke.

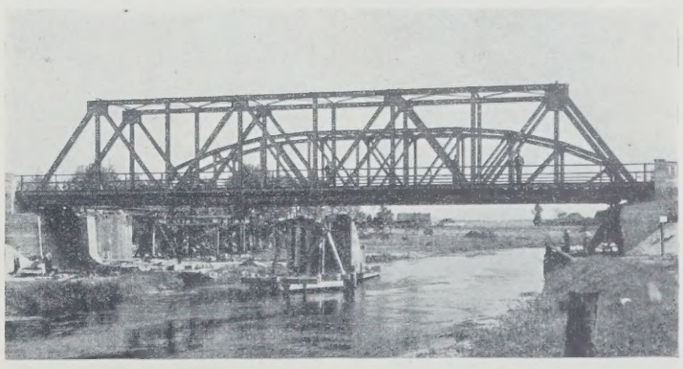


Abb. 7.
Ansicht der fertigen Brücke.

Materialersparnis bei St Si gegenüber St 37 nicht zu erzielen ist, da von dieser Grenze ab die Knickzahl ω für St Si um den gleichen Prozentsatz größer ist wie die zulässige Spannung.

Immerhin hat sich bei der Dragebrücke von 38 m Stützweite eine Gewichtsersparnis von rd. 21,3 % ergeben. Das bedeutet eine Preisersparnis für den Überbau von etwa 10 bis 12½ % je nach einem Aufpreis für Siliziumstahl gegenüber St 37 von 65 bis 50 R.-M. Es ist nun ohne Zweifel, daß bei größeren Brücken ein günstigerer Wirkungsgrad zu erzielen ist. Die weitestgehende Einführung des hochwertigen Baustoffes kann für alle größeren Eisenbauwerke nur begrüßt werden. Sie liegt auch wegen der damit verbundenen Ersparnis an Rohstoffen im allgemeinen volkswirtschaftlichen Interesse.

Die Erneuerung der eisernen Überbauten der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat **Krabbe**, Essen.

Der nördlichste deutsche Rheinübergang, die Eisenbahnbrücke im Zuge der Strecke Wesel—Büderich, vermittelt den Eisenbahnverkehr von Wesel nach Geldern—Venlo und nach Xanten—Goch—Cleve. Die alte Brücke, dargestellt in Abb. 1 u. 2, ist erbaut in den Jahren 1872 bis 1874 und damals berechnet für eine Belastung durch zwei Lokomotiven von je 32 t Gewicht. Sie hat bis heute den um das Vielfache gesteigerten Verkehrslasten standgehalten; jedoch ergab die Nachrechnung, daß sie

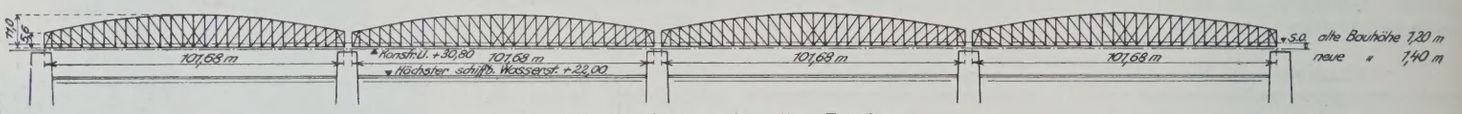


Abb. 1. System der alten Brücke.

dabei in allen ihren Teilen erheblich überbeansprucht wird. Auch die Querverbindungen sind außerordentlich schwach. Eine Verstärkung, die sich auf alle Teile der Brücke hätte erstrecken müssen, erwies sich als unvorteilhaft und unter Aufrechterhaltung des Betriebes kaum durchführbar; dazu kam, daß die alten Überbauten erhebliche bleibende Formänderungen zeigen; insbesondere haben sich die Hauptträger zum Teil in unregelmäßigen Linien durchgebogen; vergl. die mit bloßem Auge und auch in Abb. 2 deutlich wahrnehmbare Durchbiegung eines Untergurtes. Die längst erforderliche Erneuerung hat sich infolge der Schwierigkeiten in der Kriegs- und Nachkriegszeit verzögert; sie wurde Ende des Jahres 1925 endgültig beschlossen; gleichzeitig wurde mit der Entwurfsbearbeitung begonnen. Dabei zeigte sich, daß die Strompfeiler (Abb. 3) und ebenso die Landpfeiler keinerlei Senkungen oder sonstige Mängel aufweisen und auch den Belastungen durch die neuen Überbauten und die heute maßgebenden Verkehrslasten genügen; sie durften also beibehalten werden. Die größte Pressung des Baugrundes unter Zugrundelegung des Lastenzuges N einschließlich der Wirkung der Bremskräfte beträgt 6,5 kg/cm². Wenn auch der Wunsch der Rheinstrombauverwaltung, den Pfeiler 3 (vergl. Abb. 4) zur Verbesserung der Schiffahrtsverhältnisse in den Hauptöffnungen III und IV beseitigt zu sehen, an sich als berechtigt anerkannt werden mußte, so wurde doch nach Lage der Dinge in verständnisvoller Zusammenarbeit aller Beteiligten hierauf aus wirtschaftlichen Gründen verzichtet. Die sich beiderseits auf je etwa 1 km Länge erstreckenden Flutöffnungen, bestehend aus Klinkergewölben, sind recht gut erhalten und genügen dem Lastenzuge G; ihre Erneuerung oder Verstärkung ist daher zurzeit nicht notwendig.

Die vorbezeichneten Verhältnisse in Verbindung mit dem Umstande, daß die Brücke verhältnismäßig schwachen Verkehr hat, führten zu dem Entschluß, die neuen Überbauten auf die alten Pfeiler zu setzen, was natürlich bedingte, sie gegen die alten Überbauten während einer Streckensperrung auszuwechseln.

Die Bearbeitung des Entwurfs einschließlich des Montagevorganges wurde im Januar 1926 den Firmen Gutehoffnungshütte in Oberhausen und August Klönne in Dortmund übertragen, die sie im ständigen Einvernehmen mit der Reichsbahndirektion Essen bestens durchgeführt haben, wobei im wesentlichen der Gutehoffnungshütte die Bearbeitung des Entwurfes der neuen Überbauten, der Firma Klönne die Bearbeitung des Entwurfes der Rüstungen und des Montagevorganges oblag.

Für die Wahl des Hauptträgersystems waren folgende Gesichtspunkte maßgebend:

1. die neuen Überbauten müssen gegen die alten während einer erträglichen Streckensperrung ausgewechselt werden können,
2. die Hauptschiffahrtsöffnungen III und IV müssen von Rüstungen freigehalten werden,
3. die Auflagerung muß so beschaffen sein, daß die Strompfeiler, wenigstens an den festen Auflagern, mittig belastet werden.

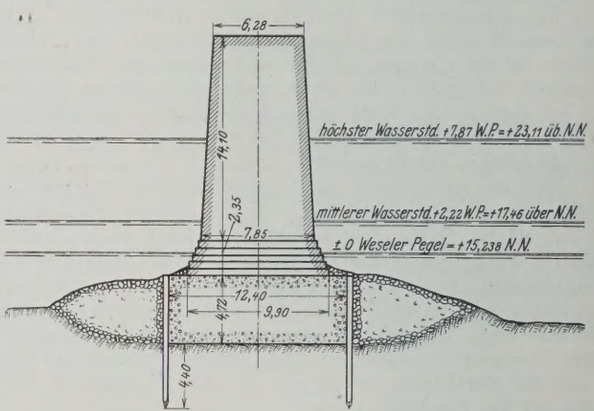


Abb. 3. Querschnitt durch den Strompfeiler II nach den Peilungsergebnissen vom 2. September 1926.

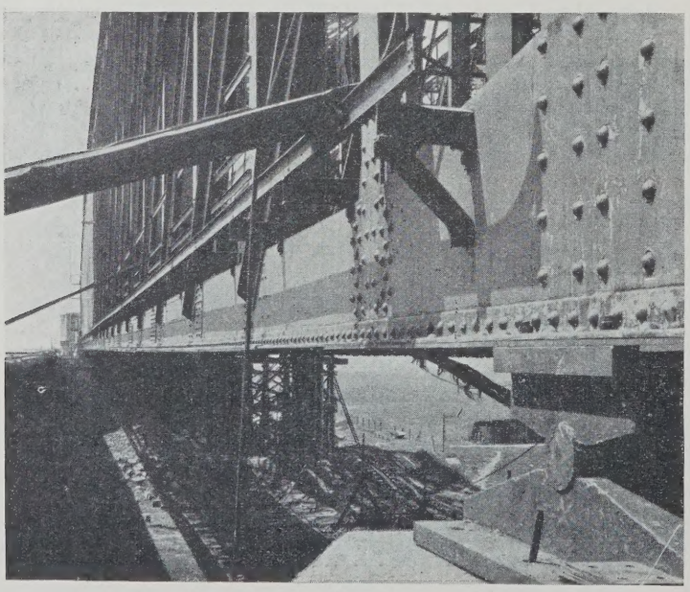


Abb. 2. Durchbiegung des Hauptträgeruntergurts der alten Brücke.

Die Forderung 3 ließ die Wahl von Einzelüberbauten, die an sich durch die Forderung 1 nahelag, wegen der dann notwendigen gekünstelten Ineinanderschachtelung der Auflager von vornherein als wenig vorteilhaft erscheinen. Es sind nun bezüglich ihrer Wirtschaftlichkeit verschiedene Gerberträgersysteme und Träger auf zwei Stützen untersucht und so weit durchgearbeitet worden, daß ein Gewichtsvergleich möglich war. Einzelüberbauten schieden danach aus, da sie, abgesehen von dem oben erwähnten Umstande, als Parallelträger ausgebildet, gegenüber Gerberträgern ein Mehrgewicht an Eisen von rd. 10 % ergaben; wenn auch Halbparabelträger sich wesentlich günstiger stellten, fanden sie doch wegen ihrer unruhigen Wirkung infolge des sich viermal wiederholenden, gekrümmten Obergurts wenig Anklang. Ein gestufter Gerberträger ergab keine Gewichtsersparnis gegenüber durchweg mit gleicher Systemhöhe ausgebildeten Gerberträgern. Der bei der Bearbeitung der verschiedenen Systeme aufgetauchte Wunsch, der besseren Raumwirkung wegen ein Fachwerk ohne Pfosten zu wählen, ließ sich bei Anwendung von Gerberträgern nur schwer erfüllen, da Gelenke innerhalb der Öffnungen sich beim Fachwerk ohne Pfosten kaum einwandfrei ausführen ließen, ohne den ganzen Linienzug empfindlich zu stören; anderseits konnte das Mehrgewicht der Einzelüberbauten nicht in Kauf genommen werden. Dies führte in Verbindung mit dem Umstande, daß die Überbauten auf feste in Rheinkies gegründete, über 50 Jahre alte Pfeiler gesetzt wurden, zu dem Entschluß, über zwei Öffnungen durchlaufende Träger zu wählen und die

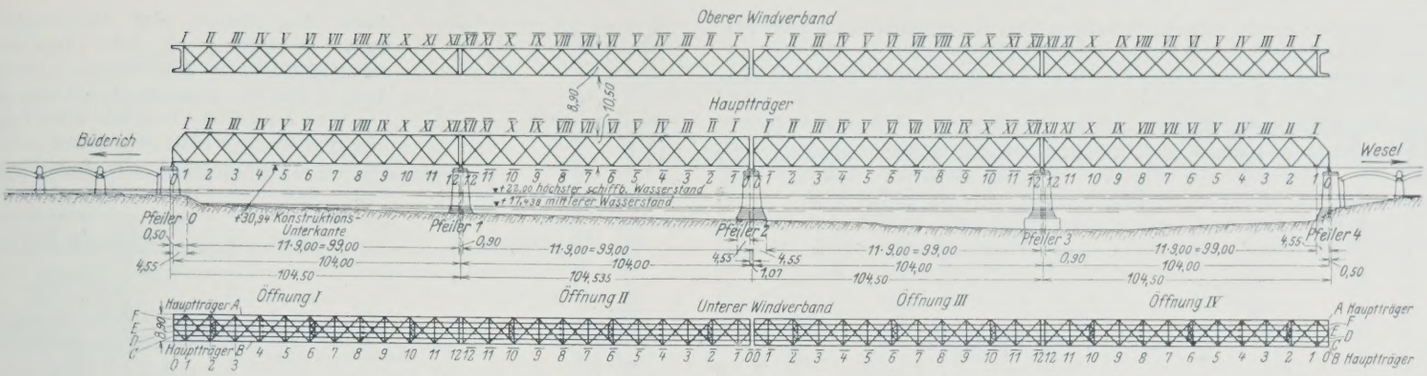
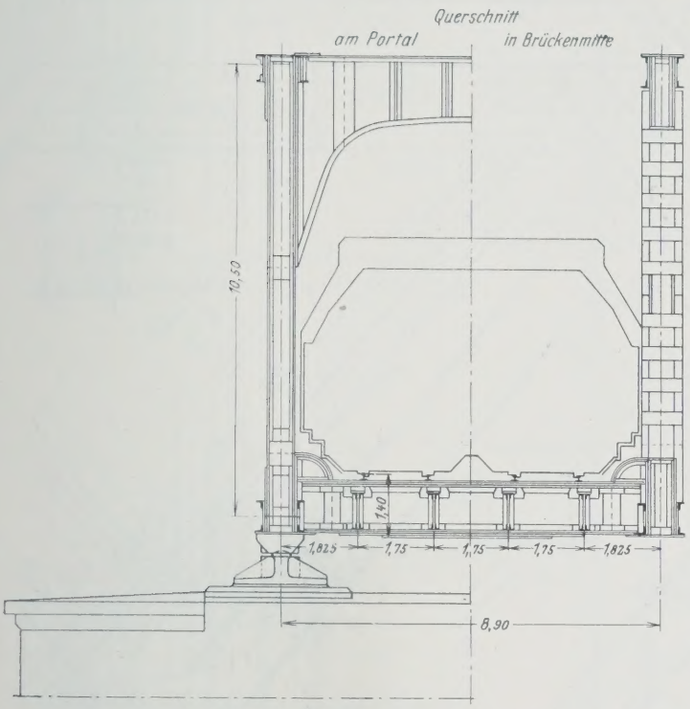


Abb. 4. Hauptträgersystem.



Zu Abb. 4.

bislang gegen diese gehegten, allgemein bekannten Bedenken fallen zu lassen. Mit Recht, denn eine etwaige Abweichung der Höhenlage der Mittelstütze gegen die Verbindungsgerade der Endstützen um 5 cm, die keinesfalls unbemerkt bleiben könnte und sich gegebenenfalls leicht beseitigen ließe, erzeugt in diesem Falle eine Mehrbeanspruchung des Hauptträgers von im Höchstfalle 100 kg/cm², die ganz unbedenklich sein würde und jedenfalls im Vergleich zu den unbeabsichtigten, aber sicher auftretenden Zusatzspannungen infolge unsicherer Wirkung der Gelenke im Gerberträger gar keine Rolle spielt. Dasselbe gilt aber nicht ohne weiteres für mittlere oder gar kleine Stützweiten, deren Überbauten gegen Stützensenkungen wesentlich empfindlicher sind.[1]) Diese Überlegungen führten zur endgültigen Wahl des in Abb. 4 dargestellten Hauptträgersystems. Der Doppelpfosten 12—12′ ist mit Rücksicht auf den später beschriebenen Montagevorgang angeordnet. Das System ist als Fachwerk betrachtet innerlich, abgesehen von der durch den Doppelpfosten erzeugten örtlichen statischen Unbestimmtheit, statisch bestimmt, äußerlich einfach statisch unbestimmt. Das Gewicht der eisernen Überbauten wurde einschließlich der Auflager zu 3800 t ermittelt. Es ergibt sich ein geringes Mehrgewicht von 100 t gegenüber Gerberträgern, verursacht durch die Wärmezusatzspannungen, die nach den bestehenden Vorschriften den Hauptspannungen zuzurechnen sind.

Vergleicht man (Abb. 5) das System mit den Trajektorien des größten Zuges und Druckes eines gleichmäßig belasteten, vollwandigen Trägers auf drei Stützen, so fällt ohne weiteres auf, daß dieses Stabgebilde in natürlichster Weise mehr als irgend ein anderes Fachwerk dem Verlauf der Hauptzug- und druckkräfte entspricht, und es liegt schon aus diesem Grunde die Vermutung einer günstigen statischen Wirkung nahe. Wenn anderseits die rechnerisch als Zusatzspannungen zu den aus der Fachwerktheorie sich ergebenden Stabspannungen ermittelten Nebenspannungen als bedeutend größer als bei andern Fachwerksystemen sich ergeben haben,[2]) so ist das an sich unwahrscheinlich, und wird auch schon widerlegt durch die von der „Technischen Kommission des Verbandes Schweizer Brücken- und Eisenhochbaufabriken“ an der Rheinbrücke bei Thusis vorgenommenen Spannungsmessungen, woraus sich ergibt, daß es nicht richtig ist, in diesem Falle die Nebenspannungen als Zusatzspannungen zu den Fachwerkspannungen zu berechnen.

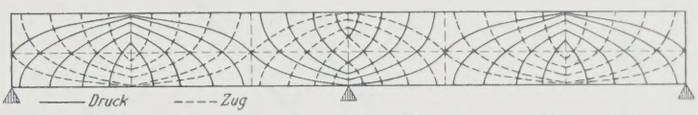


Abb. 5. Trajektorien des größten Druckes und Zuges im Balken auf drei Stützen bei gleichmäßiger Belastung.

Eine weitere sich statisch auf Grund der üblichen Fachwerktheorie ergebende Eigentümlichkeit des Systems der Weseler Rheinbrücke, nämlich die merkwürdige zickzackförmige Gestalt der Biegungslinie für eine Einzellast in einem Knotenpunkt (vergl. Abb. 6), ist schon an sich wegen der Kontinuität der Gurtungen selbstverständlich unmöglich; genaue Untersuchungen eines derartigen Systems, in diesem Falle jedoch eines Trägers auf zwei Stützen, von Dr.-Ing. Christiani[3]) haben tatsächlich ergeben, daß auch theoretisch diese Biegungslinie nicht zickzackförmig oder wellenförmig, sondern in einfacher Krümmung verläuft, daß jedoch die aus der zickzackförmigen Biegungslinie gemittelte Biegungslinie, in Abb. 6 punktiert dargestellt, annähernd richtig ist. Das letztere bestätigen auch die an der Weseler Brücke bisher vorgenommenen Biegungsmessungen. Es muß daher gesagt werden, daß die häufig gegen dieses schöne und seinen statischen Aufgaben in klarer Weise entsprechende System erhobenen Bedenken sich als unhaltbar erweisen, immerhin aber eingehende Untersuchungen, abzielend auf eine nicht zu umständliche, richtige Berechnungsweise des Systems, noch als eine dankbare und nutzbringende Aufgabe zu bezeichnen sind. Derartige Untersuchungen, die später veröffentlicht werden, werden zurzeit von Prof. Dr.-Ing. Karner in Zürich vorgenommen und im Einvernehmen mit dem Verfasser durch Spannungsmessungen an der Weseler Brücke geprüft. Mit Rücksicht auf den verfügbaren Raum soll auf die statischen Verhältnisse des Hauptträgersystems nicht näher eingegangen werden; nur sei bemerkt, daß nach den bisher vorliegenden theoretischen Untersuchungen und Messungen die Behandlung derartiger Gitterwerke nach der üblichen Fachwerktheorie, wie sie auch bei der Weseler Rheinbrücke durchgeführt ist, als unbedenk-

[1]) Vergl. hierzu jedoch Grüning, Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung. Berlin. Verlag von Julius Springer.

[2]) Vergl. Hartmann „Über die Erhöhung der zulässigen Materialinanspruchnahme eiserner Brücken“. Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins 1919.

[3]) Paul Christiani, „Beitrag zur Theorie der mehrteiligen Fachwerke“. Von der Technischen Hochschule Aachen genehmigte Dissertation zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs.

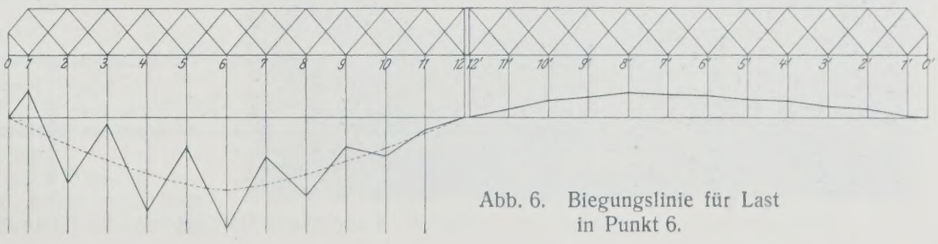


Abb. 6. Biegungslinie für Last in Punkt 6.

lich erscheint, da die tatsächlich auftretenden Nebenspannungen auch bei fester Vernietung der Streben an ihren Kreuzungsstellen in durchaus zulässigen Grenzen bleiben, und die starke Abweichung der in Abb. 6 dargestellten Biegungslinie von der Wirklichkeit belanglos ist, da bei dem praktisch allein vorkommenden Fall der gleichzeitigen Belastung mehrerer Knotenpunkte es ziemlich gleichgültig ist, ob die in Abb. 6 ausgezogene, nach der Fachwerktheorie ermittelte, oder die punktierte, ausgeglichene und wohl tatsächlich richtige Biegungslinie zugrunde gelegt wird.

Besondere Beachtung in statischer Beziehung verdient bei diesem System noch die Aufnahme der Einspannungsmomente der Querträger

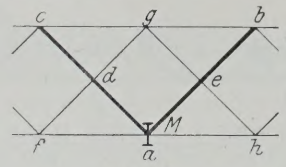


Abb. 7. Einspannungsmomente der Querträger durch die Streben des Hauptträgers.

durch die Streben des Hauptträgers. Diese Berechnung ist sehr eingehend durchgeführt unter der Annahme (vergl. Abb. 7), daß das Moment M sich auf die Streben $a\,c$—$a\,b$ im Verhältnis ihrer Trägheitsmomente verteilt, und daß diese Streben in a als starr mit dem Querträger verbunden, in c und b gelenkig gelagert und in d und e kontinuierlich und elastisch auf den Streben $f\,g$ und $h\,g$

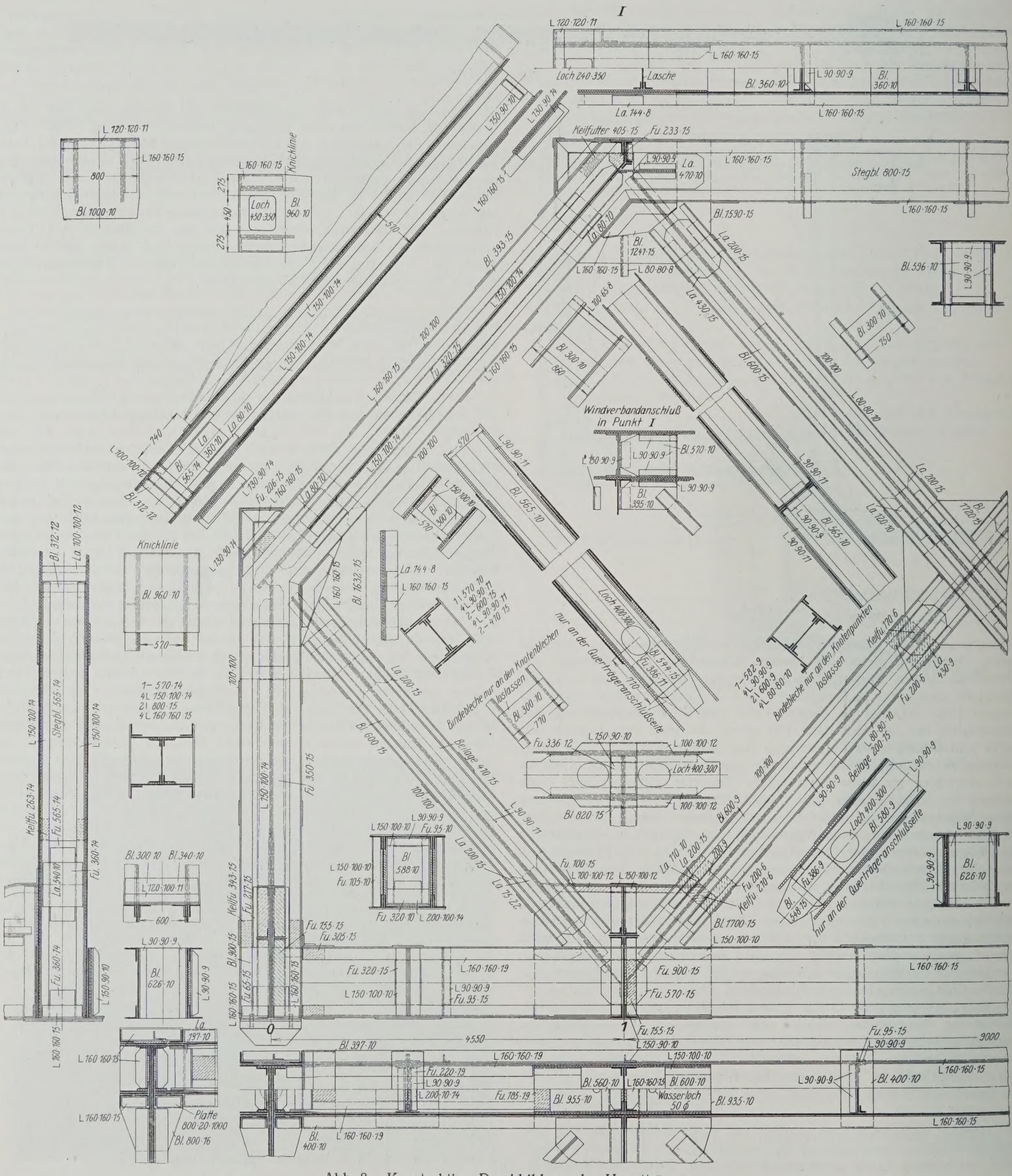


Abb. 8. Konstruktive Durchbildung der Hauptträger.

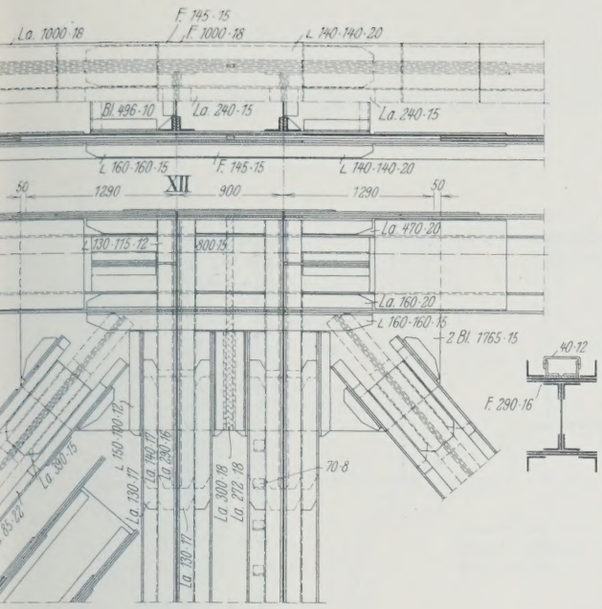


Abb. 9. Verbindung des Obergurtes zwischen den Doppelpfosten 12 und 12′.

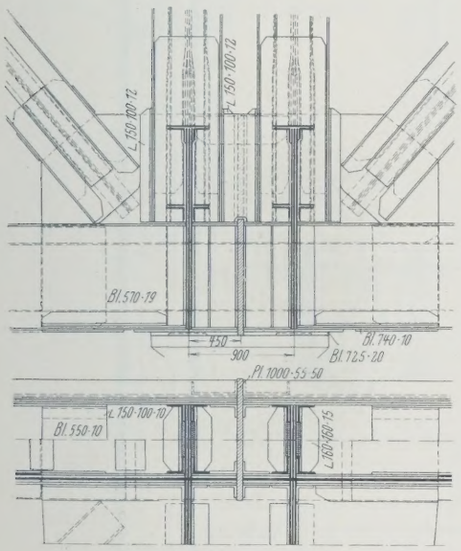


Abb. 10. Verbindung des Untergurtes.

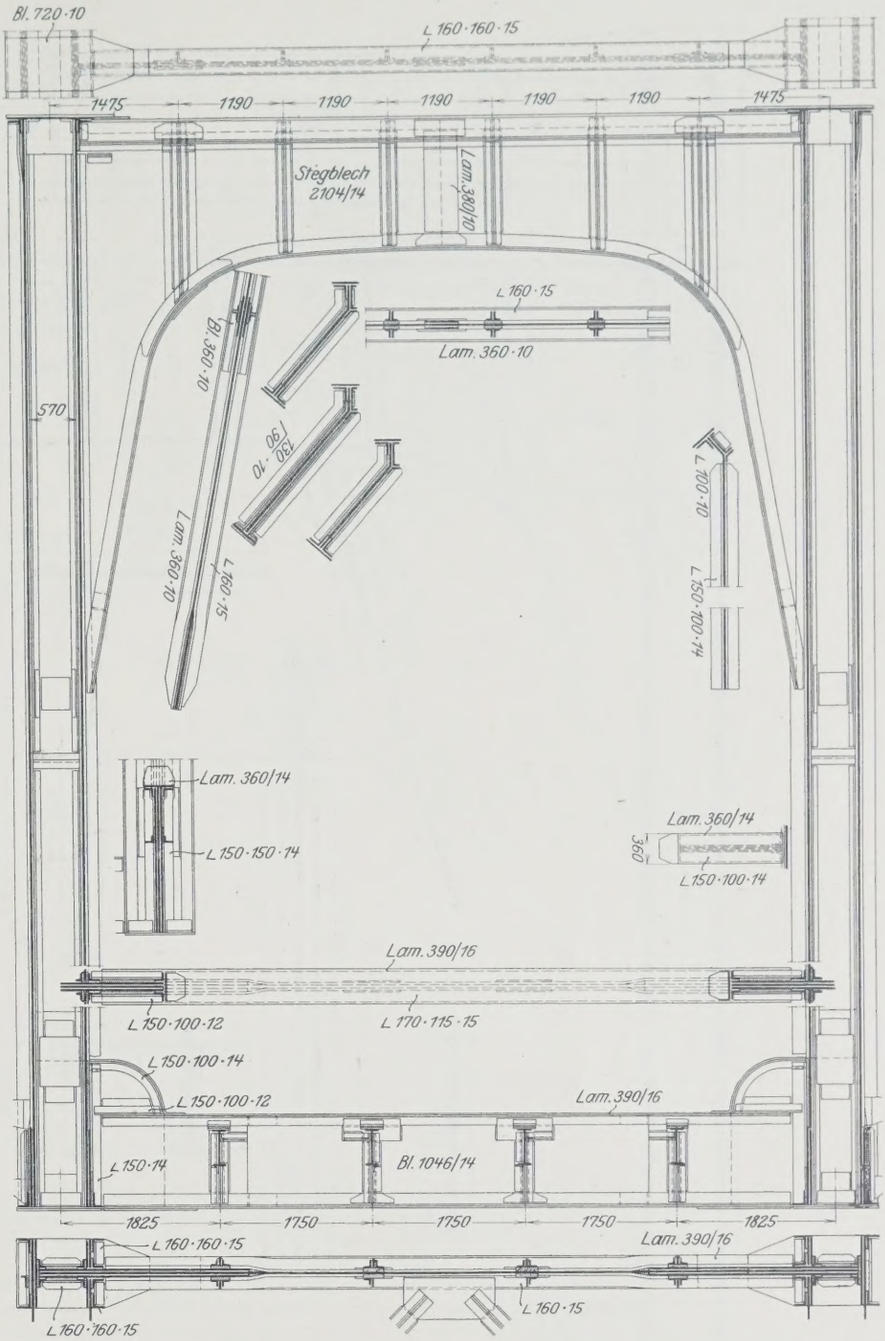


Abb. 11. Ausbildung des schrägen Endportals im Punkte 0.

gestützt sind. Zur Aufnahme dieser Momente haben die Streben nur geringer Verstärkungen in ihren unteren Hälften bedurft.

Die Anordnung der Wind- und Bremsverbände ergibt sich ohne weiteres aus Abb. 4; zur Vermeidung übermäßiger Teilnahme der Längsträger an den Formänderungen des Untergurtes sind die Längsträger in den Punkten 4, 8, 8′ und 4′, wie in der Abbildung angedeutet, beweglich gelagert. Der einheitlichen Wirkung wegen ist das System des oberen Windverbandes dem der Hauptträger angepaßt, und es sind auch hier Pfosten vermieden.

Die Konstruktionsunterkante der neuen Brücke liegt wie bei der alten Brücke 8,8 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstande auf 30,80 über NN; die S.-O. auf 31,20 über NN, 0,20 m höher als die der alten Brücke; die Bauhöhe beträgt 1,40 m. Die konstruktive Durchbildung der Hauptträger ist in Abb. 8 dargestellt, die Verbindung des Obergurtes zwischen den Doppelpfosten 12 und 12′ zeigt Abb. 9, die Verbindung des Untergurtes Abb. 10. Da an dieser Stelle im Untergurt nur Druckkräfte zu übertragen sind, wurde auf eine Vernietung verzichtet und zur Übertragung der Druckkräfte ein Druckstück zwischen den abgefrästen Enden der beiden Hauptträgerteile angeordnet. Dieses Druckstück hat sich jedoch im Verlauf der Montage als wenig zweckmäßig erwiesen. Die Ausbildung des schrägen Endportals im Punkte 0 zeigt

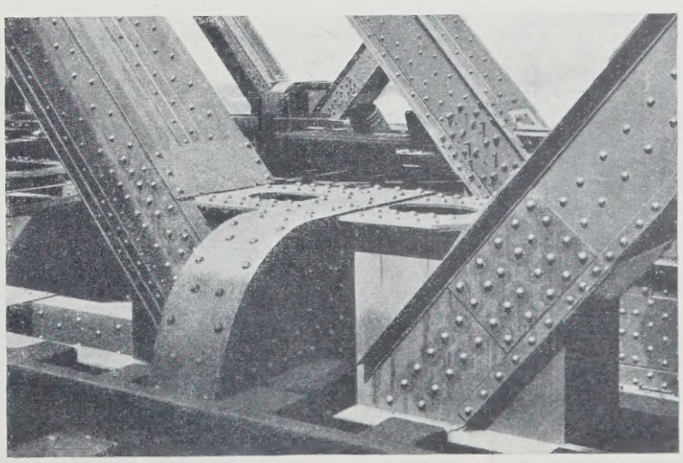


Abb. 13. Anschluß des Querträgers an den Hauptträger.

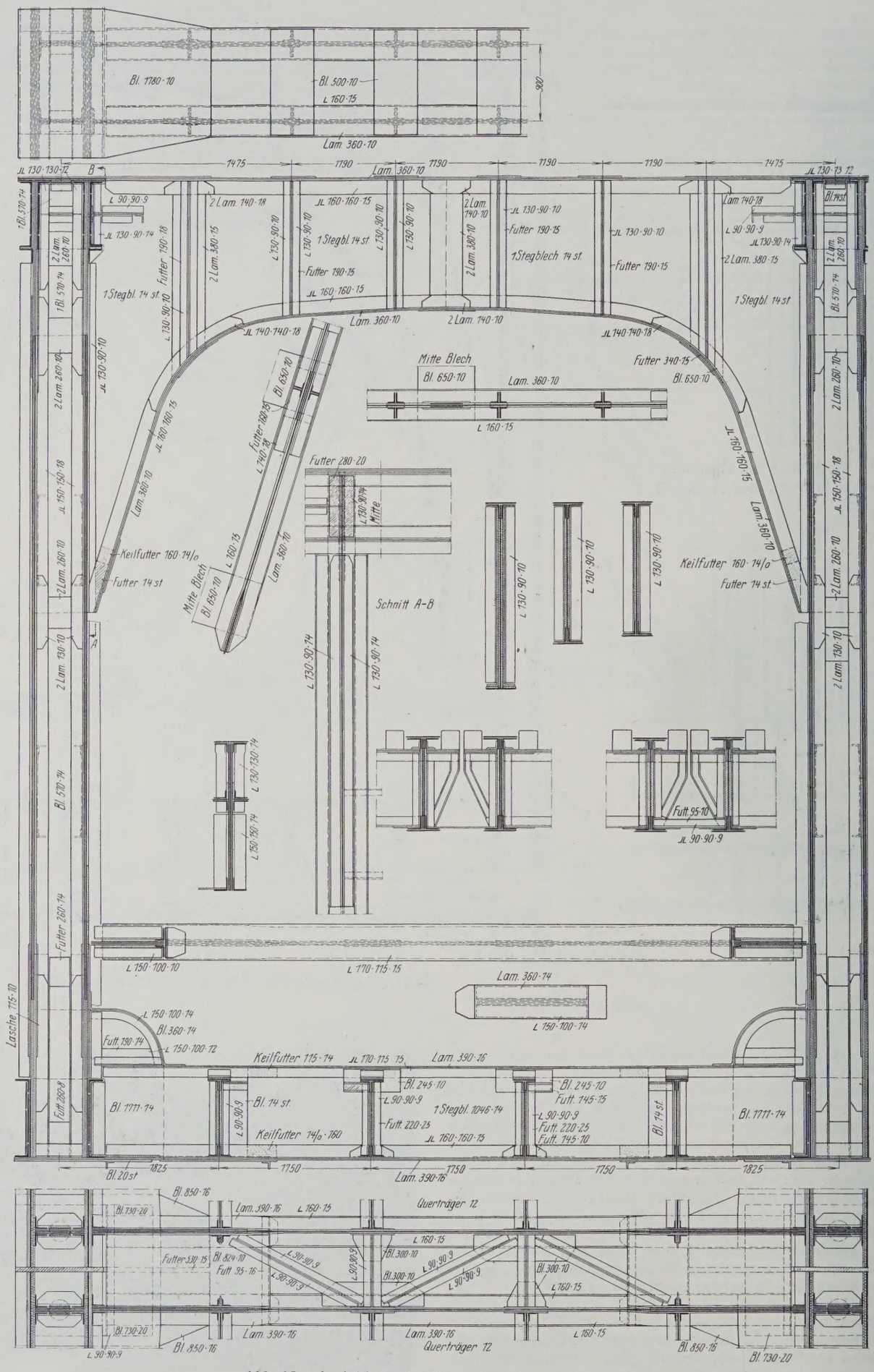


Abb. 12. Ausbildung des Doppelportals in 12 und 12'.

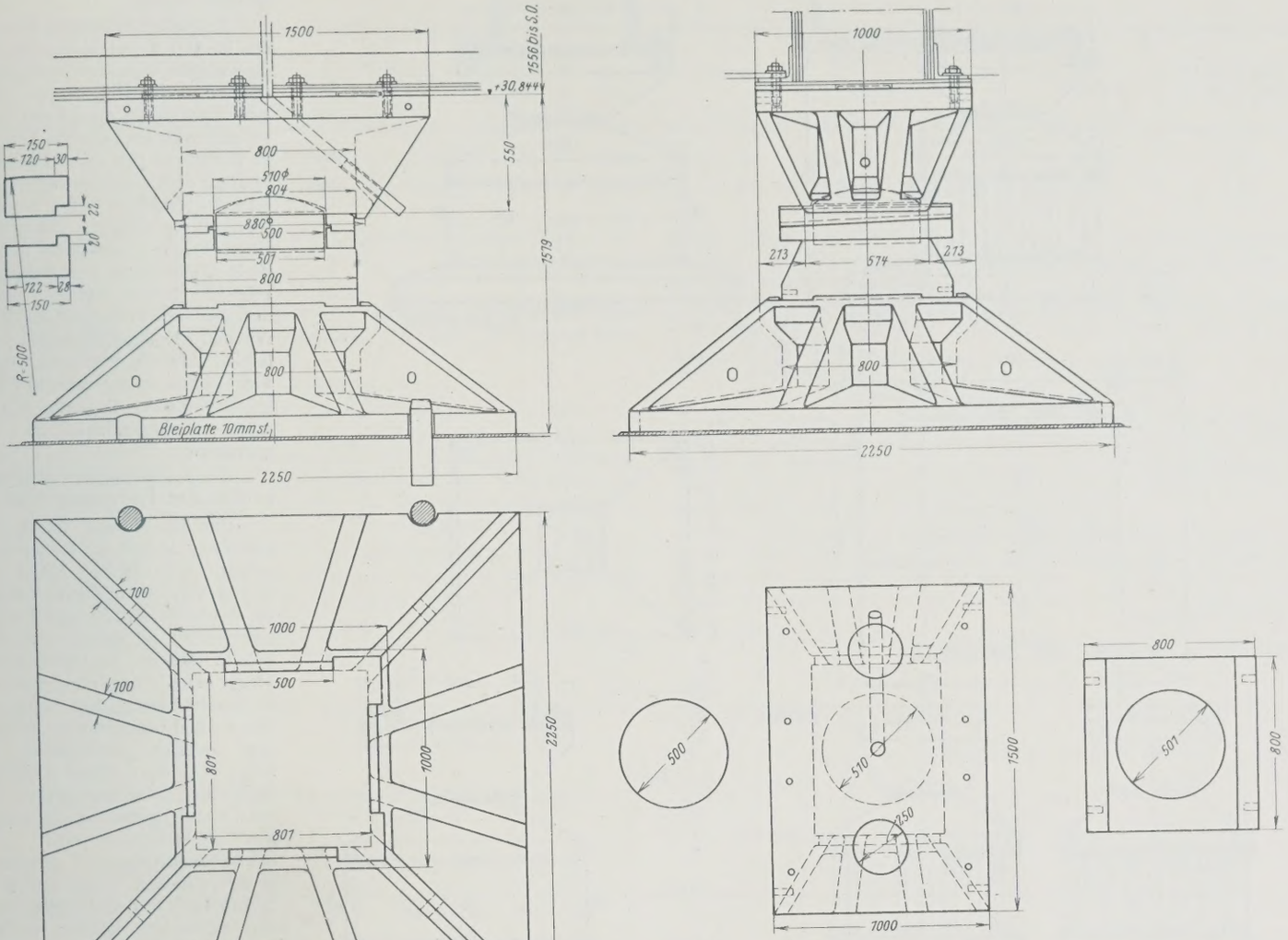
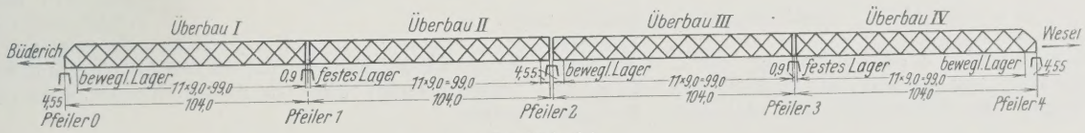


Abb. 14. Ausbildung der festen Lager.



Zu Abb. 14.

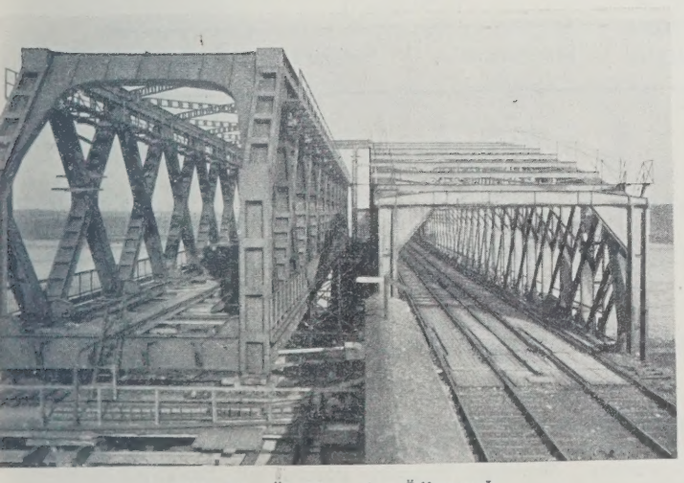


Abb. 16. Überbau der Öffnung I, neben der alten Brücke montiert.

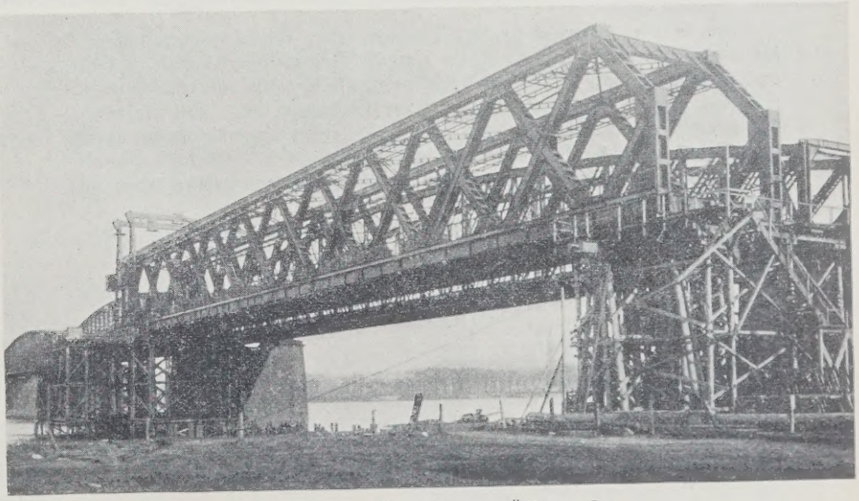
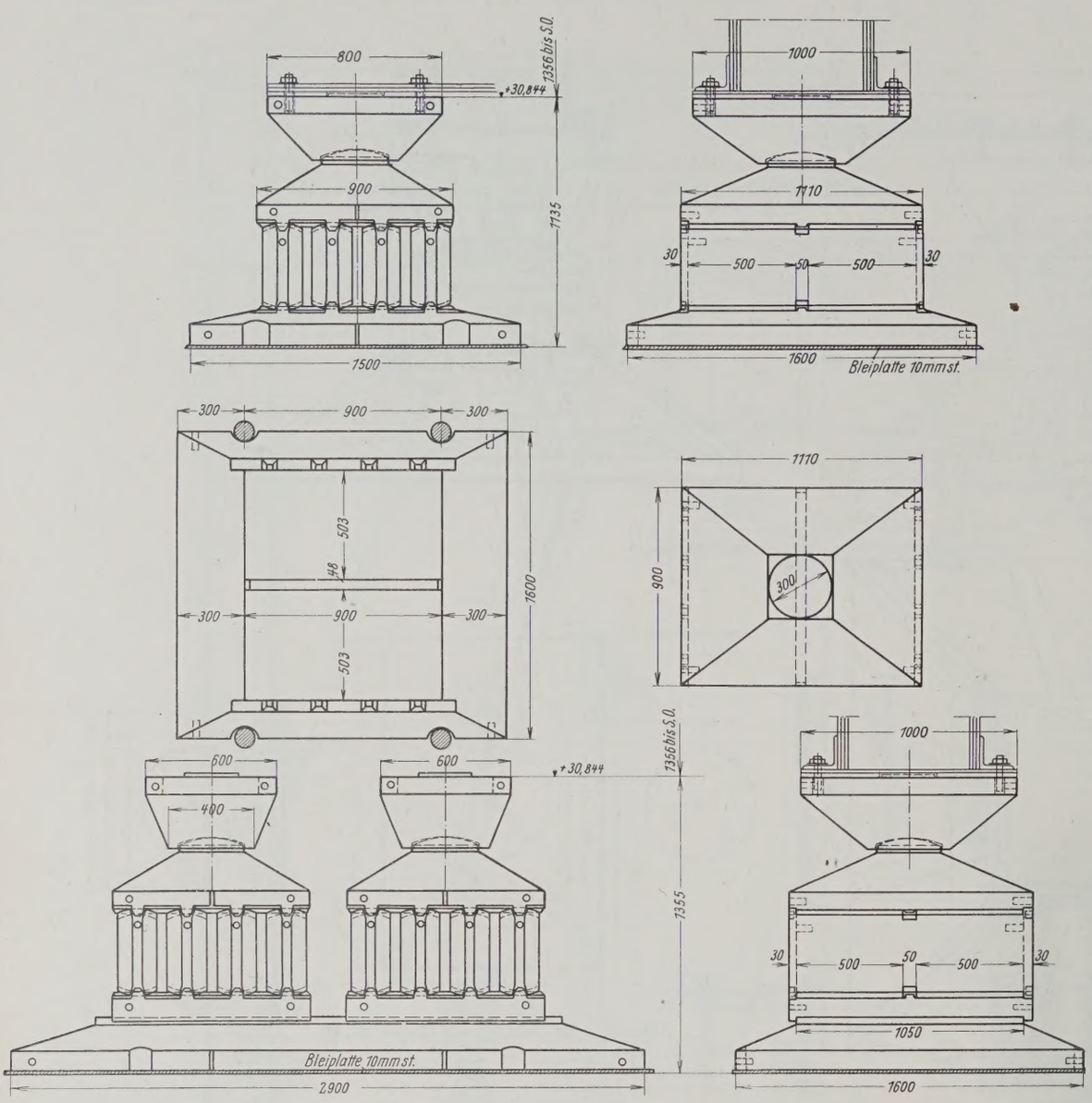


Abb. 17. Überbau der Öffnung I neben der alten Brücke auf seiner Verschiebebahn.



Zu Abb. 14. Ausbildung der beweglichen Lager.

Abb. 11, die des Doppelportals in 12 und 12′ Abb. 12. Bei dem schrägen Endportal ist ein einfacher und gut wirkender Anschluß des Obergurtes an die oberen Gurtungen der Hauptträger durch senkrechtes Abbiegen des Stegbleches unter den Gurtwinkeln erzielt.

Besondere Beachtung verdient der in Abb. 8 bei Knotenpunkt 1 dargestellte Anschluß des Querträgers an den Hauptträger. Eine gute Darstellung dieses Anschlusses gibt auch das Lichtbild Abb. 13. In der Ebene des Querträgerstegbleches liegt zwischen den beiden Hauptträgerhälften bezw. Knotenblechen ein Schott, die beiden Knotenbleche erhalten am oberen Ende Winkeleisen zur Aufnahme einer die beiden Streben verbindenden, mit Mannlöchern versehenen Kontinuitätsplatte; die beiden Streben sind mit ihren Stegblechen an das zwischen den Knotenblechen liegende Querschott herangeführt und angeschlossen.

Die Ausbildung der festen und beweglichen Lager zeigt Abb. 14.

Der Berechnung wurde der Lastenzug *N* und St 48 zugrunde gelegt. Als Oberbau erhält die Brücke den neuen Reichsoberbau; die Schienen sind an den Stößen geschweißt; sie gehen über den 208 m langen, kontinuierlichen Träger ohne Unterbrechung durch; an dessen beweglichen Auflagern, also an den Landpfeilern und über dem mittleren Strompfeiler, erhalten sie dem neuen Oberbau angepaßte Schienenauszüge, die mit Exzenterstößen an die Schienen angeschlossen sind. Die Schwellenbefestigung geschieht in der üblichen Weise mit Winkelstützen auf den Längsträgern; die Schwellen können seitlich einzeln über den in gleicher Höhe mit den Längsträgern oben abgegrenzten Untergurt hinweggezogen werden. Nur je zwei Schwellen beiderseits der Querträger, deren Hinausziehen durch die Knotenbleche sonst gehindert würde, werden nach der bayerischen Art ohne Stützwinkel auf den Längsträgern befestigt, damit sie an den Knotenpunkten vorbeigedreht werden können.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Versuche über den zulässigen Lochleibungsdruck von Nietverbindungen.

Die in den Vorschriften für Eisenbauwerke, Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (B E), vom 25. Februar 1925 in Abschnitt VII enthaltene Bestimmung, daß die Lochleibungsflächen von Nietverbindungen mit den zweieinhalbfachen Beträgen der zulässigen Zug- und Biegungsspannungen der anzuschließenden Teile beansprucht werden können, wurde durch einen von der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft eingesetzten Ausschuß im Mechanisch-technischen Laboratorium der Technischen Hochschule München, dem Versuchs- und Materialprüfungsamt an der Technischen Hochschule Dresden und in der Versuchsanstalt für Holz, Stein, Eisen, dem Prüfraum Gaber der Technischen Hochschule Karlsruhe im vergangenen Jahre nachgeprüft. Untersucht wurden Versuchskörper aus St 37 und aus St 48. Auf letzteren Baustoff wurde das Schwergewicht verlegt.

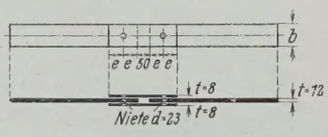


Abb. 1.

Der Bemessung der Versuchsstücke lag der zur Verwendung gelangte Nietdurchmesser von 23 mm als Bezugswert zugrunde. In der Tabelle 1 sind die Probekörper zusammengestellt.

Die Probekörper wurden nach gemeinsamer Herstellung gleichmäßig an die drei Versuchsanstalten verteilt. Unbenommen blieb es, daß außer diesen Versuchen zur Feststellung besonderer Werte auch Nebenversuche durchgeführt werden konnten, wozu Baustoffe gleicher Herkunft bereitgehalten wurden. Sämtliche Versuche wurden mit zweischnittig beanspruchten einnietigen Anschlüssen ausgeführt. Bei allen Versuchen bestanden Niete und Versuchsstab aus dem gleichen Baustoff.

Tabelle 1.

Stahlart	Randabstand e in mm	Stabbreite b in mm	Anzahl der Versuche
St 48	$e = 1{,}75\,d \approx 40$	$b = 3\,d \approx 70$	je 3 Stück
	$e = 2{,}0\ \ d = 46$	desgl.	
	$e = 2{,}5\ \ d \approx 58$	desgl.	
	$e = 1{,}75\,d \approx 40$	$b = 4\,d \approx 90$	
	$e = 2{,}0\ \ d = 46$	desgl.	
	$e = 2{,}5\ \ d \approx 58$	desgl.	
	$e = 1{,}75\,d \approx 40$	$b = 5\,d \approx 120$	
	$e = 2{,}0\ \ d = 46$	desgl.	
	$e = 2{,}5\ \ d \approx 58$	desgl.	
St 37	$e = 2{,}5\ \ d \approx 58$	$b = 3\,d \approx 70$	
	desgl.	$b = 4\,d \approx 90$	
	desgl.	$b = 5\,d \approx 120$	

Tabelle 2.

Stahlart	Streckgrenze			Zugfestigkeit			Dehnung	Einschnürung	Härte	Scherfestigkeit	Scherfestigkeit / Zugfestigkeit
	größter Wert	kleinster Wert	Mittelwert	größter Wert	kleinster Wert	Mittelwert					
	in kg/cm²			in kg/cm²			in %	in %	in kg/mm²	in kg/cm²	
St 48	3790	3060	**3380**	5750	5020	**5340**	rd. 25	rd. 53	154	3750	0,70
St 37	2950	2140	**2420**	3900	3120	**3760**	rd. 30	rd. 62	108	2800	0,75

Bei der Durchführung sollten die eingetretenen Veränderungen in der Lochleibung für die Laststufen $\alpha = \frac{\sigma_l}{\sigma_{zul}} = 1 - 1{,}5 - 2 - 2{,}5 - 3$ und 3,5 festgestellt werden. Mit Rücksicht auf das später eintretende Fließen der Lochleibung wurden diese Laststufen von zwei Versuchsanstalten noch weiter fortgesetzt.

Die Versuche.

a) Materialeigenschaften.

Zunächst wurden die Materialeigenschaften der Flacheisen und Niete, und zwar Streckgrenze, Elastizitätsmodul, Zugfestigkeit, Dehnung, Einschnürung, Brinellhärte und Scherfestigkeit bestimmt. Hierzu wurden die benötigten Versuchsstücke aus den für die Herstellung der Probekörper zur Verfügung stehenden Baustoffen herausgearbeitet.

Die Scherfestigkeit wurde sowohl für die Nietrundeisen als auch für die geschlagenen Niete bei zweischnittiger Beanspruchung bestimmt, wobei sich nur geringe Festigkeitsunterschiede ergaben.

Die Versuchsergebnisse sind in obenstehender Tabelle 2 zusammengestellt. Für die Streckgrenze und Zugfestigkeit sind jeweils der erzielte größte, kleinste und Mittelwert angegeben. Für die Scherfestigkeit sind die Werte aus Nietrundeisen und geschlagenen Nieten zu einem gemeinsamen Mittelwerte zusammengefaßt.

Für die übrigen Eigenschaften des Baustoffes sind nur die Mittelwerte angegeben. Außerdem wurde aus diesen Werten noch das Verhältnis $\frac{\text{Scherfestigkeit}}{\text{Zugfestigkeit}}$ errechnet.

b) Lochleibungsversuche.

Die Größe des zulässigen Lochleibungsdruckes und der Lochleibungsfestigkeit wurde in der Hauptsache durch Messung der Wölbung der Endflächen des Mittelstabes, außerdem noch durch Dehnungsmessung der Nietverbindung und in einem einzelnen Fall durch Messung der Laschenverschiebung gegenüber dem Mittelstab ermittelt.

Als Lochleibungsfestigkeit wurde jener Lochleibungsdruck in kg/cm² bezeichnet, bei dem die Tragfähigkeit der Lochwandungen erschöpft war, also das starke Fließen eintrat. Deutlich ist dies aus den Kurven zu ersehen, in denen als Abszissen die Wölbungen, 100fach vergrößert, und als Ordinaten das Verhältnis $\alpha = \frac{\text{Lochleibungsdruck } \sigma_l}{\text{Zulässige Spannung } \sigma_{zul}}$

Tabelle 3.

Stahlart	Versuchsanstalt*)	Versuch Nr.	Randabstand e in mm	Stabbreite b in mm	Lochleibungsfestigkeit σ_l in kg/cm²	$\alpha = \frac{\sigma_l}{\sigma_{zul}}$ (Mittelwert)	Mittelwerte für σ_l und $\alpha = \frac{\sigma_l}{\sigma_{zul}}$ aus $b = 3d$, $4d$ und $5d$: $e = 1{,}75d$	$e = 2{,}0d$	$e = 2{,}5d$	sämtlichen Versuchen
St 48	D	a_1	$e = 1{,}75d \approx 40$	$b = 3d \approx 70$	5640	3,1				
	K	a_2								
	M	a_3								
	K	d_1	$e = 2{,}0$ $d = 46$	desgl.	6370	3,5				
	D	d_2								
	M	d_3								
	D	g_1	$e = 2{,}5$ $d \approx 58$	desgl.	8000	4,4				
	K	g_2								
	M	g_3								
	D	b_1	$e = 1{,}75d = 40$	$b = 4d \approx 90$	5640	3,1	$\sigma_l = 5700$ $\alpha = 3{,}13$			
	K	b_2								
	M	b_3								
	K	e_1	$e = 2{,}0$ $d = 46$	desgl.	6370	3,5		$\sigma_l = 6180$ $\alpha = 3{,}4$		$\sigma_l = 6500$ / $\alpha = 3{,}57$
	D	e_2								
	M	e_3								
	D	h_1	$e = 2{,}5$ $d \approx 58$	desgl.	7460	4,1			$\sigma_l = 7640$ $\alpha = 4{,}2$	
	K	h_2								
	M	h_3								
	D	c_1	$e = 1{,}75d \approx 40$	$b = 5d \approx 120$	5820	3,2				
	K	c_2								
	M	c_3								
	K	f_1	$e = 2{,}0$ $d = 46$	desgl.	5820	3,2				
	D	f_2								
	M	f_3								
	D	i_1	$e = 2{,}5$ $d \approx 58$	desgl.	7460	4,1				
	K	i_2								
	M	i_3								
St 37	M	g_1	$e = 2{,}5$ $d \approx 58$	$b = 3d \approx 70$	5880	4,2				
	D	g_2								
	K	g_3								
	M	h_1	$e = 2{,}5$ $d \approx 58$	$b = 4d \approx 90$	6300	4,5			$\sigma_l = 6160$ / $\alpha = 4{,}4$	
	D	h_2								
	K	h_3								
	M	i_1	$e = 2{,}5$ $d \approx 58$	$b = 5d \approx 120$	6440	4,6				
	D	i_2								
	K	i_3								

*) Versuche an der Technischen Hochschule München: *M*, Dresden: *D*, Karlsruhe: *K*.

aufgetragen sind. Der deutlich ausgeprägte Knickpunkt der Kurve ist die Lochleibungsfestigkeit. Die Wölbungsmessung geschah an den einzelnen Hochschulen jedesmal nach einem anderen Verfahren. Die erhaltenen Werte stimmten aber gut überein. (In Karlsruhe wurde die Last nur bis $\alpha = 3{,}5$ gesteigert, da, wie eingangs bereits gesagt, der Versuchsplan ursprünglich keine höheren Laststufen vorschrieb. Hierdurch wurde bei einigen Stäben mit höher liegendem α der charakteristische Knickpunkt der Kurve nicht erhalten.)

In vorstehender Tabelle 3 und zugehöriger bildlicher Darstellung[1]) sind die Ergebnisse der Wölbungsmessungen eingetragen. Die Kurvenknickpunkte von je drei gleichen Stäben, wovon jeder Einzelstab in einer anderen Versuchsanstalt geprüft worden war, wurden, zumal die Einzelwerte sehr nahe zusammenlagen, zu einem gemeinsamen Mittelwerte zusammengezogen. Aus diesen Mittelwerten wurden weitere Mittelwerte gebildet für die Versuchsstücke mit gleichem Randabstand e aller Stabbreiten b (also für 70, 90 und 120 mm). Schließlich ist noch ein Gesamtmittelwert für alle Randabstände und alle Stabbreiten ermittelt worden.

Bemerkenswert ist an diesen Ergebnissen,

1. daß bei gleichem Randabstand e die Stabbreite b, sei sie 70, 90 oder 120 mm, auf die Höhe der Lochleibungsfestigkeit keinen nennenswerten Einfluß hat;

2. daß mit größer werdendem Randabstand e auch die Lochleibungsfestigkeit größer wird, weil sich die Wölbung bei größerem Randabstand e, besonders bei $e = 2{,}5\,d$, schwerer ausbildet.

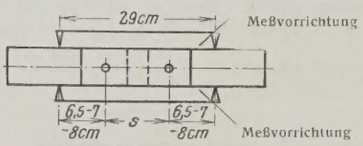


Abb. 2.

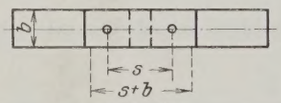


Abb. 3.

Die Größe der Lochleibungsfestigkeit wurde an den zwei Hochschulen München und Karlsruhe noch durch ein zweites Meßverfahren, nämlich die Stabdehnungsmessung bestimmt. Dabei geschieht die Messung in München nur mittels Zirkels und Transversalmaßstabes auf einer Meßstrecke von 29 cm, die bei den einzelnen Stabgruppen um 16, 14 und 13 cm größer war als die Entfernung s der beiden Niete (Abb. 2). Die Meßgenauigkeit betrug hierbei nur rd. 0,1 mm. In Karlsruhe wurde die Stabdehnung genauer und zwar mittels Martensscher Spiegelgeräte auf einer Meßstrecke bestimmt, die gleich der Nietstrecke s plus Stabbreite b war (Abb. 3). Sie schwankt demnach zwischen 22 und 28,5 cm. Die dabei erhaltenen Kurven, wobei die Dehnungen wieder als Abszissen und das Verhältnis $\alpha = \frac{\sigma_l}{\sigma_{zul}}$ als Ordination aufgetragen sind, hatten ähnliches Aussehen wie die Wölbungskurven. Der die Lochleibungsfestigkeit kennzeichnende Knickpunkt der Kurven lag in ungefähr der gleichen Höhe wie jene der Wölbungskurve.

Die Ergebnisse waren folgende:

Tabelle 4.

Stahlart	Randabstand e in mm	Stabbreite b in mm	Mittelwerte für σ_l kg/cm²	Mittelwerte für $\alpha = \frac{\sigma_l}{\sigma_{zul}}$	Gesamtmittel
St 48	$e = 1{,}75\,d \approx 40$	$b = 70$, 90 u. 120	5640	3,1	← $\sigma_l = 6180$ kg/cm²
	$e = 2{,}0$ $d = 46$	desgl.	6000	3,3	←
	$e = 2{,}5$ $d \approx 58$	desgl.	6820	3,75	← $\alpha = 3{,}4$
St 37	$e = 2{,}5$ $d \approx 58$	$b = 70$, 90 u. 120	6010	4,3	

Bildet man aus den durch Wölbungsmessung und Stabdehnungsmessung erhaltenen Einzelergebnissen noch das Gesamtmittel, so erhält man bei Stahl 48 für alle drei Stabbreiten und die Randabstände $e = 1{,}75\,d$; $2{,}0\,d$ und $2{,}5\,d$, die Mittelwerte $\alpha = 3{,}11$, 3,35 und 4,0.

Das Gesamtmittel aus den letzten drei Mittelwerten, also für alle Stabbreiten und alle Randabstände ist

$$\alpha = 3{,}49.$$

(Als absoluter Kleinstwert wurde $\alpha = 3{,}0$ ermittelt.)

Bei Stahl 37 ist das Gesamtmittel für alle drei Stabbreiten und für den Randabstand $e = 2{,}5\,d$

$$\alpha = 4{,}35.$$

(Als absoluter Kleinstwert wurde $\alpha = 4{,}0$ ermittelt.)

Aus den Karlsruher Versuchen ist mit Hilfe der erhaltenen Kurven auch die Größe des Gleitwiderstandes zu erkennen. Zwischen $\alpha = 1{,}0$ und 1,5 und auch zwischen $\alpha = 1{,}5$ und 2,0 tritt bei den einzelnen Stäben aus St 48 plötzliche Zunahme der Stabdehnungen ein, was der Wahrscheinlichkeit nach auf Überschreiten des Gleitwiderstandes zwischen den Blechen zurückzuführen ist. Diese Last entspricht einer auf die Niete bezogenen Scherspannung von rd. 900 kg/cm² (Abb. 4 u. 5).

Abb. 4.

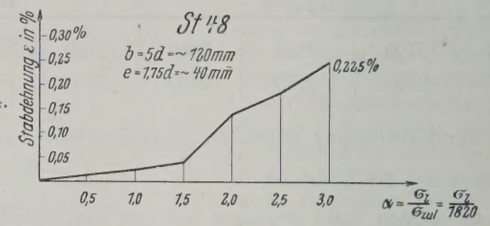


Abb. 5.

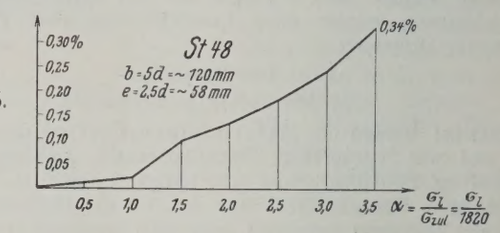
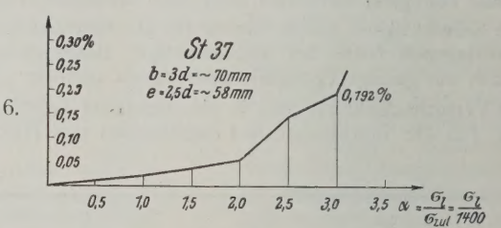


Abb. 6.



Bei den Münchener Stabdehnungsergebnissen ergab sich eine Scherspannung in den Nieten zu rd. 1200 kg/cm².

Bei den Probekörpern aus St 37 trat das Gleiten zwischen den Laststufen $\alpha = 2{,}0$ und 2,6 ein. Der Gleitwiderstand ergibt sich auf die Scherspannung im Niet bezogen wieder zu etwa 1000 bis 1100 kg/cm² (Abb. 6).

Die erhaltenen Werte stimmen gut mit den Bachschen Ergebnissen überein, der den Gleitwiderstand zwischen 700 und 1400 kg/cm² Scherspannung fand.

Schließlich wurden in den Hochschulen München und Dresden die einzelnen Probekörper noch bis zu dem Bruch belastet.

Die Ergebnisse sind in Tabelle 5 (S. 671) zusammengestellt.

Hierbei ist bemerkenswert, daß bei St 48 für den gleichen Randabstand e die Bruchlasten wenig von den Stabbreiten beeinflußt werden, wie sich dies auch schon bei den Messungen der Wölbungen gezeigt hatte. Für die Größe der Bruchlast war der Randabstand des Nietloches, in der Kraftrichtung gemessen, maßgebend.

Abb. 7. Abb. 8.
Randabstand $e = 1{,}75\,d$.

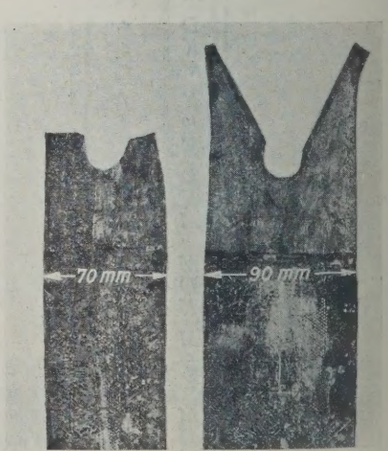


Abb. 9. Abb. 10.
Randabstand $e = 2{,}5\,d$.

[1]) Am Schluß angeheftet.

Tabelle 5.[1])

Stahlart	Versuchsanstalt[2])	Versuch Nr.	Randabstand e in mm	Stabbreite b in mm	Bruchlasten in kg	Mittelwert der Bruchlasten in kg	Mittelwerte der Bruchlasten aus $b = 3d$, $4d$ und $5d$: $e = 1{,}75\,d$	$e = 2{,}0\,d$	$e = 2{,}5\,d$
St 48	D	a_1	$e = 1{,}75d \approx 40$	$b = 3d \approx 70$	26 050	26 025	← 26 870 kg		
	K	a_2			—				
	M	a_3			26 000				
	K	d_1	$e = 2{,}0\ d = 46$	desgl.	—	29 405		← 29 750 kg	
	D	d_2			29 060				
	M	d_3			29 750				
	D	g_1	$e = 2{,}5\ d \approx 58$	desgl.	29 720	30 360			← 34 400 kg
	K	g_2			—				
	M	g_3			31 000				
	D	b_1	$e = 1{,}75d \approx 40$	$b = 4d \approx 90$	26 810	26 905			
	K	b_2			—				
	M	b_3			27 000				
	K	e_1	$e = 2{,}0\ d = 46$	desgl.	—	30 200			
	D	e_2			29 200				
	M	e_3			31 200				
	D	h_1	$e = 2{,}5\ d \approx 58$	desgl.	36 000	36 500			
	K	h_2			—				
	M	h_3			37 000				
	D	c_1	$e = 1{,}75d \approx 40$	$b = 5d \approx 120$	27 860	27 680			
	K	c_2			—				
	M	c_3			27 500				
	D	f_1	$e = 2{,}0\ d = 46$	desgl.	—	29 645			
	K	f_2			29 590				
	M	f_3			29 700				
	D	i_1	$e = 2{,}5\ d \approx 58$	desgl.	36 000	36 350			
	K	i_2			—				
	M	i_3			36 700				
St 37	M	g_1	$e = 2{,}5\ d \approx 58$	$b = 3d \approx 70$	20 400	20 380			
	D	g_2			20 360				
	K	g_3			—				
	M	h_1	$e = 2{,}5\ d \approx 58$	$b = 4d \approx 90$	27 000	26 500			
	D	h_2			26 000				
	K	h_3			—				
	M	i_1	$e = 2{,}5\ d \approx 58$	$b = 5d \approx 120$	28 750	28 200			
	D	i_2			27 650				
	K	i_3			—				

[1]) Schaulinien zu dieser Tabelle s. S. 672 (Abb. 11).
[2]) Versuche an der Technischen Hochschule München: *M*, Dresden: *D*, Karlsruhe: *K*.

Der Bruch der Stäbe erfolgt in der Hauptsache durch Ausschlitzen des Nietloches vom Mittelstab, ferner in einigen Fällen durch vorheriges Aufspalten in der Stabachse und darauffolgendes Schlitzen des Nietloches und schließlich, besonders bei schmalen Flacheisen, noch durch Zerreißen des Lochquerschnittes (Abb. 7 bis 10).

In Karlsruhe wurden die Versuche bei der Laststufe $\alpha = 3{,}5$ abgebrochen, sodann die Nietköpfe auf einer Seite abgehobelt und hierauf die Niete in einer Druckpresse herausgedrückt. Dabei ergab sich, daß für die Niete aus St 48 nur eine Kraft von rd. 50 kg erforderlich war, während für die Niete aus St 37 eine Kraft von rd. 3000 kg aufgewendet werden mußte. Letztere legen sich hiernach mit einer bedeutend größeren Leibungskraft an die Nietlochwand an. Bei zwei Stäben, die in München besonders hergestellt worden waren, konnten die Niete aus St 48 ganz leicht mit einem Handhammer herausgeschlagen werden.

Daraus dürfte der Schluß zu ziehen sein, daß Niete aus St 48 bei einem *C*-Gehalt von 0,3 % für die Ausführung von Eisenbauwerken weniger geeignet sind als Niete aus St 37 und vielleicht auch aus St Si, die beide nur 0,1 % *C*-Gehalt besitzen. Über die Eignung der letzteren wären noch Versuche durchzuführen.

Zum Schlusse sei noch auf einige Versuche, die in München und Dresden ausgeführt wurden, hingewiesen. Die verwendeten Probekörper hatten ähnliche Form wie die vorigen; die Stabbreite betrug 120 mm, der Randabstand e jedoch war $4{,}3d$ ($e \approx 100$ mm). In München wurde die Stabdehnung auf eine Meßstrecke von 21 cm (Nietstrecke) jedoch nur mit einer Genauigkeit von rd. 0,2 mm gemessen. Die Lochleibungsfestigkeit wurde hier bei St 48 zu ungefähr $\sigma_l = 3{,}5 \cdot \sigma_{zul}$ und bei St 37 zu ungefähr $\sigma_l = 4 \cdot \sigma_{zul}$ gefunden. In Dresden wurde die Verschiebung der beiden Außenlaschen gegenüber dem Mittelstab mittels Meßuhren von 0,01 mm Genauigkeit bestimmt. Die Lochleibungsfestigkeit wurde hier bei St 48 zu ungefähr $\sigma_l = 4{,}4\,\sigma_{zul}$ und bei St 37 zu $\sigma_l = 3{,}9\,\sigma_{zul}$ ermittelt.

Ein weiterer Sonderversuch wurde in München an einem Probekörper ähnlicher Form ausgeführt; die Außenlaschen dieses Stabes waren jedoch auf eine Dicke von 4,8 mm zugehobelt, so daß die Lochleibungsfläche der Außenlaschen kleiner als die des Mittelstabes wurde. Außerdem waren die Außenflächen der Laschen um die Nietköpfe herum auf Hochglanz poliert, um das Auftreten der ersten Fließlinien beobachten und dadurch die Erreichung der Lochleibungsfestigkeit feststellen zu können, da Fließfiguren erst bei Überschreitung der Streckgrenze, also mit dem Beginne bleibender Formänderungen auftreten. Bis zu einer Laststufe von $\alpha = 3{,}0$ waren keine Fließlinien zu bemerken. Erst von $\alpha = 3{,}25$ an traten sie in erster leichter Andeutung auf, bei $\alpha = 3{,}75$ waren sie deutlich ausgeprägt.

Schlußergebnis. Die Versuche dürften bei Nietverbindungen einwandfrei ergeben haben, daß der von der Deutschen Reichsbahn zugelassene Lochleibungsdruck von $\sigma_l = 2{,}5\,\sigma_{zul}$ gerechtfertigt ist, da die Lochleibungsfestigkeit, also der Beginn des Fließens bedeutend höher liegt

München. Weidmann, Reichsbahnoberrat.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Einkauf von Rostschutzfarben.

Von Reichsbahnrat **F. Hülsenkamp**, Berlin.

Wenn man einmal den Versuch macht, den Farbenüberzug der Eisenkonstruktionen mit der menschlichen Kleidung zu vergleichen, so wird man in mancherlei Hinsicht Ähnlichkeiten zwischen beiden herausfinden. Schon der Zweck ist im großen und ganzen bei beiden derselbe: sie dienen vornehmlich dem Schutz und in zweiter Linie dem Putz. Genau wie die Kleidung der Umgebung angepaßt wird, in die man sich begibt, genau so wird sich der Farbenton danach richten, wie sich das Bauwerk in die Landschaft oder das Stadtbild am besten einfügt,[1]) ob es seine Umgebung durch Farbenwirkung beleben soll oder ob es dem Beschauer nicht besonders ins Auge zu fallen braucht. Selbst die Uniform finden wir z. B. bei den Signalfarben wieder. Der Farbenüberzug hat aber gegenüber der Kleidung den Nachteil, daß er nicht je nach der Wetterlage verändert und ausgewechselt werden kann. Deswegen muß der Farbenüberzug so gewählt werden, daß er in seiner schützenden Wirkung allen an der betreffenden Stelle Tag und Nacht, Sommer und Winter auftretenden Beanspruchungen trotzen kann. Der Mensch berücksichtigt die Witterung nicht nur durch die Zahl und die Dicke der Kleidungsstücke, sondern auch durch die Farbe; bei Sonnenschein z. B. hat sich die helle Kleidung als zweckmäßig erwiesen, weil sie die Wärme zurückstrahlt. Auch bei den Eisenbauten ist nicht nur wegen der im Eisen auftretenden Wärmespannungen, sondern auch wegen des Farbüberzuges selbst nicht nur im Sommer, sondern beinahe noch mehr im Winter das Niedrighalten der Wärme und die Verminderung der Temperaturgegensätze geboten. Danach ist also auch für den Anstrich im Sommer wie im Winter in erster Linie ein heller Farbton am Platze, wenn Sonnenwirkung in Frage kommt.

Auch hinsichtlich des Aufbaues des Anstrichs kann man Ähnlichkeiten feststellen. Der Mensch unterscheidet im allgemeinen zwischen Unterkleidung und Überkleidung. Besonders der Mantel übernimmt den Schutz der übrigen Kleidungsstücke gegen die Witterungsschäden. Genau so baut sich auch der Anstrich aus zwei oder drei Schichten auf, von denen der Grundanstrich die Rolle des eigentlichen Rostschutzes übernimmt, während die Deckschichten, ihrer Bezeichnung entsprechend, den Grundanstrich nach außen hin decken. Die Art des zu verwendenden Stoffes richtet sich dabei nach der Witterung, gegen die er schützen soll. Oft wird als Regenschutzkleidung Gummistoff verwendet, weil er den Vorteil außerordentlicher Dichte hat; dafür hat er aber den Nachteil, daß er auch die innen

[1]) Hierfür wirbt die Monatsschrift des Bundes zur Förderung der Farbe im Stadtbild E. V., Sitz Hamburg, „Die farbige Stadt", Buchen-Verlag, Berlin.

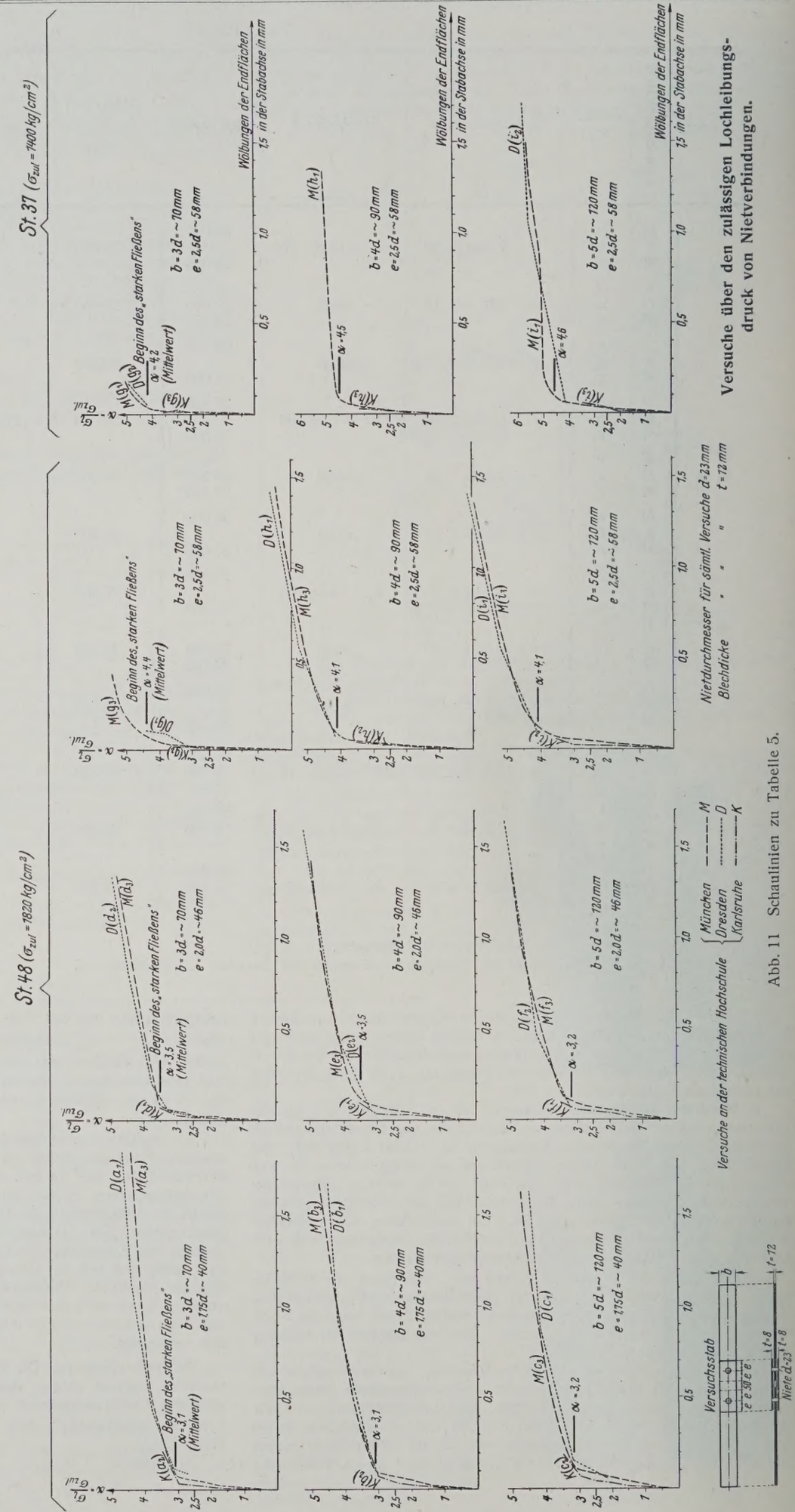


Abb. 11 Schaulinien zu Tabelle 5.

auftretenden Ausdünstungen nicht nach außen heraustreten läßt. Auch werden derartige Stoffe, besonders unter der Wirkung der Sonne, bald brüchig. Ähnlich verhält es sich auch beim Eisenschutz mit solchen Überzügen, die besonders undurchlässig sind. Es muß deshalb bei ihrer Verwendung dafür gesorgt werden, daß in oder auf dem zu streichenden Eisen keine Feuchtigkeit vorhanden ist, die durch einen undurchlässigen Anstrich abgeschlossen würde und die dann unterhalb des Schutzüberzuges zerstörend wirken müßte. Leinölfarben nehmen nach den Forschungen von Prof. Dr. Eibner Wasser auf, lassen also von außen und von innen Feuchtigkeit und Gase durch, sie gleichen also in dieser Beziehung unseren gewöhnlichen Kleidungsstoffen. Neuerdings zielen naturgemäß alle Bestrebungen der Anstrichtechnik auf Erhöhung der Wasserdichtigkeit der Anstriche hin, die durch besondere Behandlung des Leinöls oder durch Verwendung des von Hause aus kolloidale Eigenschaften besitzenden Holzöls erreicht wird. Die Verwendung derartiger dichter Überzüge erfordert aber, wie gesagt, besondere Sorgfalt bei dem Auftragen der Farben, sonst rostet das Eisen unter der Farbschicht oder stößt diese zum mindesten ab.

Kann man sich also in vielen Fällen — wie die obigen Beispiele lehren — Zweck und Wirkungsweise des Farbenüberzuges durch den Vergleich mit der menschlichen Kleidung klarmachen, so wird man wohl vielfach richtig handeln, wenn man sich auch hinsichtlich des Einkaufs von den gleichen Gedankengängen leiten läßt, die für die Beschaffung von Kleidungsstücken maßgebend sind.

Wenn man nicht aus rein äußerlichen Gründen auf eine jährliche Erneuerung des Anzuges oder Überzuges Wert legt, so ist im allgemeinen derjenige Stoff der wirtschaftlichste, bei dem die auf ein Jahr der Lebensdauer des An- oder Überzuges entfallenden Gesamtkosten am niedrigsten werden. Diese Gesamtkosten setzen sich aus den Beschaffungskosten und den Verarbeitungskosten zusammen. Die letzteren schwanken zwar auch noch in gewissen Grenzen, jedoch darf man sie für den Einkauf des Stoffes als gleichbleibend annehmen. Die Stoffkosten sind abhängig von der Ausgiebigkeit, Güte und Lebensdauer des Stoffes. Ich habe daher schon früher[2]) folgende Formel für die Bestimmung der wirtschaftlichsten Anstrichfarbe aufgestellt:

$$R = \frac{K_1 + K_2}{n} = \frac{k_1 \cdot a \cdot b + K_2}{n},$$

wobei k_1 der Preis von 1 kg Farbe, a die Anstrichfläche, b die Ausgiebigkeit, K_2 die Ausführungskosten der Entrostung und des Anstrichs und n die Lebensdauer bedeutet. Bei der Kleidung wird a und b wenig veränderlich sein, es könnte höchstens sein, daß ein Stoff einmal schmaler oder breiter liegt als ein anderer. Da die Schneiderkosten K_2 auch als fest anzunehmen sind, ist R bei der Kleidung nur noch von k_1 und n abhängig. Eine gewisse Rolle für die Wirtschaftlichkeit spielt das Verhältnis zwischen K_1 und K_2. Bei der Kleidung kann man K_1 etwa gleich K_2 setzen, so daß $R = \frac{2K_1}{n}$ wäre. Es interessiert nun die Frage, um wieviel teurer der Stoff bei gleicher Wirtschaftlichkeit sein dürfte, wenn er 1 Jahr länger hält. Dann wäre

$$R = \frac{2K_1 + x}{n+1} = \frac{2K_1}{n} \text{ oder } x = \frac{2K_1}{n};$$

das besagt, daß man bei $n = 2$ Jahren die doppelten Stoffkosten aufwenden darf, wenn der Anzugstoff um so viel besser ist, daß er 1 Jahr länger, also 3 Jahre hält. Noch viel auffallender und günstiger liegt der Fall bei der Farbenbeschaffung, denn hier beträgt K_1 etwa $\frac{K_2}{4}$, also $x = \frac{5K_1}{n}$, allerdings ist hier im allgemeinen auch mit einem höheren n zu rechnen, aber selbst bei $n = 10$ Jahren dürfen noch um 50% höhere Farbkosten zugelassen werden, wenn 1 Jahr an Lebensdauer gewonnen wird. So hohe Kostenunterschiede wird man bei den Angeboten aber kaum jemals finden, wenn die Preise auch erheblich auseinanderliegen. Wenn also in der Höhe der Preise sich gleichzeitig die größere Güte der Ware ausdrücken würde, so täte man gut, stets die teuerste Farbe zu kaufen. Ich will bei dieser Gelegenheit nochmals die Zusammenhänge zwischen Lebensdauer und Farbkosten und ihren Einfluß auf die Wirtschaftlichkeit bildlich in folgenden Kurven[3]) darstellen. Die gestrichelten Linien zeigen, wie die Wirtschaftlichkeit zunimmt, wenn mit 25 prozentiger Farbkostenerhöhung die Lebensdauer gleichzeitig um 25% steigt, während die punktierten Kurven für den Fall der 20 prozentigen Lebensdauer und 50 prozentigen Farbkostenerhöhung gelten.

Da nun aber die Güte einer Farbe durchaus nicht an der Höhe des Preises zu erkennen ist, so fragt es sich, welche Wege einzuschlagen sind, um beim Einkauf von Rostschutzfarben am wirtschaftlichsten zu verfahren. In der Formel $R = \frac{k_1 \cdot a \cdot b + K_2}{n}$ sind veränderlich k_1, b und n, dabei ist k_1 von der Art und der Menge der verwendeten Stoffe und von der auf die Verarbeitung verwendeten Mühe und Sorgfalt abhängig, während b sich in der Hauptsache nach dem spezifischen Gewicht und der Kornfeinheit des verwendeten Farbkörpers und etwaiger Zutaten richtet und n wiederum im wesentlichen von dem Farbkörper und dem Bindemittel bestimmt wird. Wir sehen, es sind im einzelnen viele Faktoren, die den Wert und die Wirtschaftlichkeit einer Farbe beeinflussen. Solange überhaupt noch keine bestimmten Grundsätze dafür bestanden, was unter einer Rostschutzfarbe zu verstehen ist, und welchen Ansprüchen sie zu genügen hatte, solange also noch keine Lieferungsbedingungen für Rostschutzfarben aufgestellt waren, war eine Beurteilung des Wertes einer Farbe vor ihrer Verwendung fast unmöglich,[4]) denn es war freigestellt, was als Rostschutzfarbe geliefert werden konnte. Unter allen möglichen Phantasienamen wurde daher eine Unzahl von Farben angeboten, die alle das Beste versprachen, deren Wert sich aber erst nach dem Verbrauch herausstellte, wenn das Eisen zu rosten anfing. Deshalb war es dringend notwendig, zunächst einmal Vorschriften für ihre Zusammensetzung und Beschaffenheit aufzustellen, wodurch auch die Möglichkeit einer Lieferungsprüfung gegeben war.

Die ersten, 1927 in Kraft gesetzten Lieferungsbedingungen bestimmten vor allem die als Pigmente in Frage kommenden Farbkörper und ihren Reinheitsgrad, setzten die Mindestmenge der Bindemittel fest, schlossen alle Streckungs- und Beschwerungsmittel aus und schrieben eine ständige Nachprüfung aller Lieferungen vor. Bestimmte Farbtöne und bestimmte Farbenzusammensetzungen wurden nicht festgelegt. Trotzdem hätte man bei der Ausschreibung auch jetzt schon die verlangte Farbe dadurch ziemlich genau festlegen können, daß man an Hand einer Farbentafel den Farbton genau festlegte, das grundlegende Pigment (Bleiweiß, Zinkoxyd, Eisenglimmer) bestimmte und die zur Tönung zu benutzende Mischfarbe (Beinschwarz, Graphit, Eisenglimmer) vorschrieb. Man würde dann bei reinen Leinölfarben Angebote erhalten haben, die miteinander vergleichbar gewesen wären. Es bestand jedoch noch eine Lücke in der Vergleichsgrundlage dadurch, daß den Farbenfabriken die Möglichkeit des Zusatzes von Standöl und Holzöl zum Leinölfirnis offenstand. Diese Zusätze waren erwünscht, da sie die Widerstandsfähigkeit der Farben wesentlich erhöhten, sie verteuern aber die Farbe naturgemäß mehr oder weniger, so daß bei sonst gleicher Farbenzusammensetzung Preisunterschiede entstehen, die die Auswahl der preiswürdigsten Farbe wiederum erschwert. Aber abgesehen davon wurde bei den Ausschreibungen bisher leider sehr wenig Wert auf die Schaffung einer Vergleichsgrundlage gelegt. Oft wurden ganz allgemein ohne jede nähere Bestimmung „Rostschutzfarben" ausgeschrieben, die nur auf irgend eine Weise den Lieferungsbedingungen zu entsprechen brauchten, der gewünschte Farbton wurde dabei, wenn überhaupt, so nur durch die Bezeichnung „hellgrau", „mittelgrau", „dunkelgrau" angegeben. Oder es wurden für alle durch die Lieferungsbedingungen gegebenen Möglichkeiten Angebote eingefordert, also z. B. für

Zinkoxydfarbe, hellgrau, beinschwarzgetönt 1. Deckanstrich
Zinkoxydfarbe, mittelgrau, beinschwarzgetönt 2. Deckanstrich
Zinkoxydfarbe, hellgrau, graphitschwarzgetönt 1. Deckanstrich
Zinkoxydfarbe, mittelgrau, graphitschwarzgetönt 2. Deckanstrich
Zinkoxydfarbe, hellgrau, eisenglimmergetönt 1. Deckanstrich
Zinkoxydfarbe, mittelgrau, eisenglimmergetönt 2. Deckanstrich

und so weiter für Bleiweiß und Bleiweiß-Zinkoxyd-Mischung. Es ist klar, daß dadurch nicht nur den Farbenfabriken eine unnötige Arbeit gemacht wurde, sondern daß auch die Auswahl aus der großen Zahl der verschiedenartigen Angebote sehr schwer war, da sie alle eine andere Grundlage der Preisbildung und des Wertes hatten. Es ist doch eigentlich selbstverständlich, daß man eine Zinkoxydfarbe nicht mit einer Bleiweißfarbe vergleichen darf, aber es ist auch nicht angängig, eine beinschwarzgetönte Bleiweißfarbe einer mit Eisenglimmer geschwärzten Bleiweißfarbe als gleichwertig gegenüberzustellen. Sie haben doch alle eine verschiedene Lebensdauer n, und es gibt vorläufig noch keinen Maßstab zur Ermittlung von n. Die Verschiedenartigkeit der Lebensdauer wurde also bisher sozusagen überhaupt nicht berücksichtigt und damit also n für alle Farben als gleich groß angenommen. Dagegen wurden mitunter die Ausgiebigkeiten dieser verschiedenartigen Farben zum Vergleich der Wirtschaftlichkeit mit herangezogen, dabei wurden zum Teil die von den Firmen angegebenen Zahlen zugrunde gelegt oder zum Teil eigene Ermittlungen angestellt. Es kann nicht eindrücklich genug darauf hingewiesen werden, wie außerordentlich schwer es ist, die Ausgiebigkeit einer Farbe und besonders mehrerer Farben, die miteinander verglichen werden sollen, festzustellen. Die Ausgiebigkeitswerte sind nicht nur von der Beschaffenheit des Eisens und des Pinsels, sondern auch von der Temperatur, dem Alter der Farbe und von der streichenden Person selbst abhängig. Ja sogar bei ein und derselben Person erhält man bei sonst gleichen Verhältnissen sehr verschiedene Werte, selbst wenn die Feststellungen kurz hintereinander wiederholt werden, da mit oder ohne Absicht eine Farbe mehr oder weniger stark bis zur Grenze der Deckfähigkeit verstrichen werden kann. Der Ausschuß 20 des Deutschen Verbandes für Materialprüfungen

[2]) Siehe Der Eisenbahnfachmann, Sonderheft: Brückenbau, S. 83.

[3]) Entnommen aus V. D. I.-Zeitschrift 1924, Nr. 38, S. 1006.

[4]) Neuerdings kommen hierfür die Kurzprüfungen in Frage, s. Reichsbahn 1926, Heft 43: „Prüfung von Rostschutzfarben", und Farbenzeitung, Heft 38: „Kurzprüfung von Anstrichstoffen" von Dr. M. Schulz, Kirchmöser.

der Technik hat sich unter anderem auch mit dieser Frage der Ausgiebigkeit befaßt und auf Grund eingehender Versuche, die die erwähnte Streuung der ermittelten Werte besonders deutlich erkennen ließen, vorgeschlagen, nur Mittelwerte aus jedesmal zehn verschiedenen, aber unter vollkommen gleichen Verhältnissen vorgenommenen Aufstrichen zu verwerten. Daraus geht hervor, wie außerordentlich schwierig es ist, zuverlässige Werte einer Farbe zu erhalten, und wie besonders schwierig vergleichsfähige Werte verschiedener Farben zu erlangen sein werden. Daß unter diesen Umständen Werte, die von den Firmen angegeben werden, überhaupt für Vergleiche nicht in Frage kommen, liegt auf der Hand. Und doch ist die Ausgiebigkeitszahl für die Bestimmung der Wirtschaftlichkeit wichtig.

Im allgemeinen wurde mit oder ohne Berücksichtigung der Ausgiebigkeit und der Fracht dem billigsten Angebot der Zuschlag erteilt. Dieses Verfahren würde man allenfalls noch billigen können, wenn man dabei eine Auswahl aus vollkommen gleichen Erzeugnissen treffen würde, was aber, wie ich oben zeigte, bisher noch nicht erreicht worden ist. Man mache sich doch einmal klar, was dieses Billigkeitsprinzip zur Folge haben muß. Da jedes Unternehmen nun einmal das Bestreben haben muß, seine Ware abzusetzen, so muß es unter dem Druck dieses Billigkeitsprinzips möglichst billige Preise angeben. Das ist aber nur möglich, wenn es darauf verzichtet, seine Ware so gut wie nur irgend möglich zu machen, und gerade nur so viel Sorgfalt verwendet, daß die Bedingungen eben erfüllt sind. Bei den Anstrichfarben liegt aber ein guter Teil der Güte in der Sorgfalt der Verarbeitung, die sich durch einfache chemische und physikalische Nachprüfung nicht erfassen läßt. Diese Sorgfalt der Verarbeitung muß aber bei einem das Billigkeitsprinzip verfolgenden Einkauf ständig in Gefahr sein. Die Qualitätsarbeit, die wir bei unseren Rostschutzfarben gerade so bitter nötig haben, kann unter solchen Umständen sicher nicht gefördert werden. Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft hat in dieser Erkenntnis daher auch mit Vfg. vom 19. Juli 1927 82 D 8912 nochmals ausdrücklich darauf hingewiesen, daß für die Wirtschaftlichkeit eines Anstrichs die Güte und nicht der Preis ausschlaggebend sein soll. Zurzeit besteht natürlich die Schwierigkeit, die verschiedenen Güten zu unterscheiden. Ich werde später zeigen, wie man um diese Frage herumkommt und wie alsdann der Forderung, nicht lediglich nach dem Preise zu kaufen, bequem entsprochen werden kann.

Ein weiterer Mangel des bisherigen Einkaufsverfahrens liegt meines Erachtens darin, daß für die Auswahl der Angebote die verschiedensten Verfahren angewendet wurden, was dazu führt, daß die gleichen Farben an verschiedenen Stellen verschieden beurteilt wurden.

Ein Ausweg aus diesen Wirrnissen kann einzig und allein eine Normung der Rostschutzfarben bringen. Man begegnete noch vor wenigen Jahren sowohl bei Verbrauchern wie bei Erzeugern großem Widerstand gegen eine engere Festlegung der Farbenherstellung. Bei den einsichtigen Erzeugern jedoch, deren Streben vornehmlich auf Hebung der Qualität abzielte, erkannte man bald in dieser Maßnahme ein Mittel zur Unterdrückung der Pfuscharbeit. Sie brauchen auch den Umstand nicht zu scheuen, daß gleichzeitig mit einer genormten Farbenzusammensetzung auch eine gute Handhabe zur Preiskontrolle gegeben ist. Die Möglichkeit einer Normung kann nicht bezweifelt werden, da ja schon jetzt jedes Werk seine von sich aus als richtig anerkannte Standardsorte eigentlich als seine Norm betrachten mußte und in gleichbleibender Zusammensetzung immer wieder herstellte. Auch der Verbraucher braucht keine Bedenken zu haben, daß mit der Normung jeder Fortschritt unterbunden und die Anpassung an die verschiedenen Anstrichgegenstände dadurch erschwert würde. Die Forschungsarbeit läuft deswegen weiter, sie wird auch dafür Sorge tragen, daß das Gute zur rechten Zeit durch das Bessere ersetzt wird, wenn es als solches erkannt wird. Für die Aufstellung der ersten Normen liegen eine Menge eigener Erkenntnisse vor, die aus bisherigen Versuchen sich ergeben haben, aber auch die Vorbilder anderer Länder wie Deutschösterreich[5]) und Amerika geben uns wertvolle Unterlagen für die Normungsarbeiten an die Hand.

Das Wesen der Normung besteht hiernach darin, entsprechend dem Verwendungszweck die genaue Zusammensetzung der einzelnen Farbensorten festzulegen, eine Farbtontafel aufzustellen und über die Eigenschaften der Pigmente und Bindemittel sowie deren Rohstoffe genaue Bestimmungen so zu treffen, daß die Farbe eindeutig festgelegt ist und in ihrer Güte möglichst weitgehend nachgeprüft werden kann. Die Bedingungen über die Beschaffenheit der Rostschutzfarben würden demnach etwa folgendermaßen zu lauten haben:

Die Anstrichstoffe müssen für eine Wärme von 20° streichfertig geliefert werden. Die Farben dürfen in den angelieferten Gebinden keinen Bodensatz bilden, der sich durch mäßiges Umrühren nicht wieder einmengt, und müssen sich in spätestens zehn Minuten wieder streichfertig machen lassen. Bleimennige muß diese Eigenschaft zwei Monate vom Tage der Lieferung an behalten.

[5]) Siehe Normenblätter für die Anstrichmittel der Österreichischen Bundesbahnen.

Nach sachgemäßem Verstreichen müssen die gewöhnlichen Eisenschutzfarben bei 20° in spätestens 24 Tagen staubtrocken sein. Die Farbstoffe müssen so fein vermahlen sein, daß sie beim Sieben der mit Farbverdünnungsmitteln stark verdünnten angeriebenen Farbe durch ein Sieb mit 3 000 Maschen auf 1 cm² mindestens 99,5 % und durch ein Sieb mit 1 250 Maschen auf 1 cm² mindestens 99,9 % des Farbstoffes hindurchgehen. Kaolin, Blankfix (Bariumsulfat), Schwerspat, Gips, Talkum, Schiefermehl, Kreide, Lithopone oder andere zur Herstellung einer guten Rostschutzfarbe ungeeignete Stoffe dürfen darin nicht enthalten sein.

Bleimennige darf höchstens 2 % Verunreinigungen enthalten und muß mindestens 30 % PbO_2 enthalten. Bleiweiß muß rein sein und darf keine Reste an Essigsäure enthalten. Zinkoxyd muß mindestens 90 % ZnO enthalten. Für graue Farbtöne ist Ruß (Dreibrandruß) zu verwenden. Bunte Farbtöne dürfen nur durch Zusatz von reinen unverschnittenen chemisch-anorganischen oder chemisch-organischen Farbstoffen ohne Verwendung von Schwerspat oder Erdfarben hergestellt werden. Der Hauptbestandteil des Farbkörpers muß dabei Bleiweiß oder Zinkoxyd sein. Für die grauen und bunten Farbtöne sind die Farbtafeln für Rostschutzfarben[6]) der Deutschen Reichsbahn maßgebend.

Die zur Verdünnung der Farbe notwendigen Stoffe müssen aus Terpentinöl, gereinigtem Kienöl, Erdöldestillat oder hydriertem Naphthalin bestehen. Sie müssen klar und farblos sein. Der Flammpunkt nach Abel muß über 21° liegen. Beim Destillieren nach Engler in Ubbelohde müssen bei 200° mindestens 98 % übergehen. Das Raumeinheitsgewicht muß bei 20° unter 0,900 liegen.

Als Grundanstrich darf nur Bleimennige, mit Leinöl oder Leinölfirnis angerieben, verwendet werden.

Die Deckfarben, die in erster Linie als Schutz gegen Witterungseinflüsse dienen (Wetterschutzfarben),[6]) müssen mit Leinölstandölfirnis hergestellt sein, der frei von natürlichen und künstlichen Lackharzen sowie von solchen Stoffen ist, die die Storch-Morawskische Reaktion[7]) positiv ergeben. Bei den Dampf- und Rauchgasschutzfarben[6]) (schnelltrocknende Deckfarben) muß das Bindemittel neben Leinölfirnis Holzölstandöl enthalten, im übrigen aber auch eine positive Storch-Morawski-Reaktion ergeben. Der Zusatz von Kopal ist in bestimmten Mengen gestattet.

In der Tabelle auf S. 675 ist die Zusammensetzung der Grundfarben und der grauen Deckfarben aufgeführt. Diese gilt auch für die Zusammensetzung von Buntfarben je nach der Art des grundlegenden Farbkörpers.

Gegenüber den bisherigen Bedingungen ergeben sich aus dieser neuen Regelung folgende grundsätzliche Änderungen:

Zusatzverdünnungen, mit denen die Farbe nachträglich streichfertig gemacht werden kann, dürfen künftig im allgemeinen nicht mehr verwendet werden. Es ist beobachtet worden, daß die Maler gerade bei hochwertigen Farben, die sich etwas schwerer verstreichen lassen, ohne Zwang die gelieferte Farbe so verdünnt haben, daß der Vorteil des Standöls wieder verlorenging, und daß die Farbe nach dem Verstreichen dann ablief, nicht genügend deckte und nach Verflüchtigung der Verdünnungsmittel eine zu dünne Schicht lieferte. Auch geschah die Verdünnung, wie einwandfrei festgestellt wurde, zur Ersparnis an vollwertiger Farbe, die aber nicht der Reichsbahn zugute kam. Zusatzverdünnungen können ebensogut wie Zusatzverdickungen im allgemeinen entbehrt werden, wenn die Farbe wie angegeben für eine mittlere Temperatur von 20° streichfertig geliefert und innerhalb der für Streicharbeiten in Frage kommenden Jahreszeit verstrichen wird. Stellt sich heraus, daß eine Farbe infolge niedriger Temperatur zu zähflüssig ist, so darf man mit ziemlicher Gewißheit daraus schließen, daß die Witterung überhaupt für die Ausführung des Anstrichs ungeeignet ist. Sollten ausnahmsweise besondere Umstände eine nachträgliche Verdünnung nötig machen, so darf dies nur unter ausdrücklicher Genehmigung und Mengenbestimmung der Bauleitung geschehen.

Alle Farben setzen beim Lagern mehr oder weniger ab, besonders aber Bleimennige, wenn sie nicht feinkörnig genug und nicht gehörig vermischt und vermahlen ist. Die Bedingungen schreiben daher vor, daß sich alle Farben innerhalb einer gewissen Zeit wieder aufrühren lassen sollen. Die Erfahrung lehrt, daß dies bei ordnungsmäßig verarbeiteten Farben innerhalb von zehn Minuten möglich ist. Diese Zeitaufwendung bedeutet auch keine Behinderung des Arbeitsfortganges und sollte zur Erzielung einer guten Verteilung von Pigment und Bindemittel immer ausgenutzt werden. Die Aufrührarbeit kann man sich durch Verwendung kleinerer Lieferungsgefäße erleichtern, besonders für Bleimennige wären Gefäße von nur höchstens 25 kg Inhalt vorzuschreiben. Pasten-

[6]) Es ist der Einwand gemacht worden, daß die Worte „Rostschutzfarbe", „Wetterschutzfarbe", „Dampf- und Rauchgasschutzfarbe" sprachwidrig gebildet seien; dem ist entgegenzuhalten, daß in der deutschen Sprache das Verhältnis zwischen Grundwort und Beziehungswort sehr verschieden ist, so daß die Bezeichnung „Rostschutzfarbe" für Farben, die gegen den Rost schützen sollen, sprachlich ebenso richtig ist, wie „Feuerwehr" und „Regenschirm". Der Deutsche Sprachverein bestätigte diese Auffassung.

[7]) Siehe Farbenzeitung 1926, S. 2556.

Stoff- und Sorten-Nummer		Farbton*)	Farbkörper Gewichts-% des Farbkörpers	Mindestgehalt an Bindemitteln ohne Verdünnungsmittel Gewichts-% der streichfertigen Farbe	Mindestgehalt an Verdünnungsmitteln Gewichts-% der streichfertigen Farbe	Höchstgehalt an Verdünnungsmitteln Gewichts-% der streichfertigen Farbe	Zähigkeit des reinen Bindemittels bei 50° in Englergraden	Holzölgehalt	Kopalgehalt
			A. Grundfarbe.						
260	02	rot	Bleimennige rein	18	—	—	noch festzulegen	—	—
			B. Deckfarben.						
			a) Wetterschutzfarben.						
562	40	hellgrau	Bleiweiß mit Ruß					—	—
562	41	mittelgrau	desgl.					—	—
562	42	hellgrau	Zinkoxyd mit Ruß					—	—
562	43	mittelgrau	desgl.					—	—
562	44	hellgrau	Bleiweiß mit Zinkoxyd (Verhältnis 3:7) mit Ruß					—	—
562	45	mittelgrau	desgl.					—	—
562	46	hellgrau	25 % Bleiweiß, Rest Eisenglimmer	← noch festzulegen →				—	—
562	47	mittelgrau	25 % Bleiweiß, Rest Eisenglimmer u. Ruß					—	—
562	48	hellgrau	25 % Zinkoxyd, Rest Eisenglimmer					—	—
562	49	mittelgrau	25 % Zinkoxyd, Rest Eisenglimmer u. Ruß					—	—
			b) Dampf- und Rauchgasfarben.						
564	40	hellgrau	Bleiweiß mit Ruß						
564	41	mittelgrau	desgl.						
564	46	hellgrau	25 % Bleiweiß, Rest Eisenglimmer	← noch festzulegen →					
564	47	mittelgrau	25 % Bleiweiß, Rest Eisenglimmer u. Ruß						

*) Die Farbtöne werden künftig nach Nummern der Farbtafel bezeichnet.

förmige Bleimmennige und Glimmerfarben sollen nicht mehr verwendet werden, weil die Gefahr nicht ordnungsmäßigen Einmengens zu groß ist. Natürlich hängt die Aufrührbarkeit von dem Alter der Farbe ab und hat schließlich einmal eine Grenze, wo der Satz, der sich gebildet hat, sich nicht mehr einmischen läßt; deswegen ist festgesetzt, daß die Eigenschaft des Wiederaufrührens bei Bleimennige zwei Monate bestehen muß. Der Leiter der Chemischen Versuchsanstalt der Deutschen Reichsbahn in Kirchmöser, Reichsbahnrat Dr. Schulz, hat gefunden, daß man diese Eigenschaft dadurch von vornherein feststellen kann, wenn man Bleimennige acht Stunden lang auf 80° erwärmt.

Der Begriff „feinst vermahlen" ist nunmehr zahlenmäßig festgelegt. Die vorgeschriebenen Maschenzahlen haben sich aus den laufenden Untersuchungen der Chemischen Versuchsanstalt der Deutschen Reichsbahn ergeben. Bei dem Sieb mit 3000 Maschen auf 1 cm² dürfen also im allgemeinen nur 0,5% Reste bleiben. Diese Reste müssen dann bei dem gröberen Sieb mit 1250 Maschen bis auf einen Rest von 0,1% hindurchgehen. Diese Reste werden dann im allgemeinen nur aus Häuten bestehen, die sich gebildet haben.

Die Festlegung des PbO_2-Gehalts bei Bleimennige beruht auf der Erkenntnis, daß mit höherem PbO_2-Gehalt die Absatz- und Eindickneigung abnimmt. Auch die Amerikaner haben aus diesem Grunde einen hohen Gehalt an PbO_2 bei ihren Bleimennigenormen festgesetzt.

Als Tönungsmittel soll künftig nur Ruß verwendet werden, und zwar möglichst Dreibandruß; er färbt am stärksten, man braucht also nur geringe Mengen, auch hat er keine Beimengungen an Sand usw. wie Graphit und ist viel gleichmäßiger in der Färbekraft als Beinschwarz und Graphit. Die Buntfarben sind diesmal mitbehandelt, um dem Streben nach „Farbe im Stadtbild"[8]) nach Möglichkeit Rechnung tragen zu können. Der Zusatz von Schwerspat oder Erdfarben ist aber auch hier verboten. Alle so erzielbaren Farbtöne werden in einer Farbentafel festgelegt, die Bestandteil der Lieferungsbedingungen sein wird.

Die Deckfarben werden künftig in „Wetterschutzfarben" und „Dampf- und Rauchgasschutzfarben" eingeteilt. Für letztere wurden bisher die Bezeichnung „rauchgasfeste Rostschutzfarben" gebraucht. Der Unterschied zwischen den beiden Arten besteht nur in dem Bindemittel. Wetterschutzfarben werden künftig nur noch unter Verwendung von Standölleinölfirniß hergestellt. Wer heute noch an den alten Leinölfirnisfarben festhalten will, hat entweder die Vorteile des Standöls noch nicht praktisch erkannt oder schreckt vor der Schwierigkeit seiner Herstellung zurück oder fürchtet das schwerere Verstreichen. Die überragende Schutzwirkung der Standölfarben gegenüber den reinen Leinölfarben erfordert aber gebieterisch die ausschließliche Verwendung des Standöls. Die Menge des Standöls und seine Konsistenz werden dabei je nach dem verwendeten Farbkörper durch die Begrenzung des Verdünnungsmittels und durch den Grad der Zähflüssigkeit bestimmt. Bei den „Dampf- und Wetterschutzfarben" wird eine bestimmte Menge an Holzöl gefordert, dessen Hauptaufgabe hierbei außer einer Verdichtung der Schutzschicht, wie sie auch Standöl hervorruft, die Erzielung eines schnellen Trocknens ist. Holzöl erreicht nach den Erfahrungen der Chemischen Versuchsanstalt der Deutschen Reichsbahn schneller als Leinöl und Standöl seine Reife und dementsprechend auch schneller seinen Verfall. Es wirkt schneller und kräftiger, hat aber eine kürzere Lebensdauer, besonders wenn es dem Sonnenschein ausgesetzt ist. Man soll es daher nur für die durch Dampf- und Rauchgase gefährdeten Unterflächen von Überbauten verwenden, die über mit Dampflokomotiven oder Dampfschiffen befahrenen Strecken liegen und für Bahnsteig- und Lokomotivhallen. Neben dem Holzöl ist in gewissen Grenzen die Verwendung von gutem Kopal gestattet. Die erforderlichen bezw. zulässigen Mengen werden festgesetzt und lassen sich chemisch nachprüfen. Der Standölgehalt wird wiederum durch die Verdünnungsmittel und die Festlegung des Zähflüssigkeitsgrades begrenzt. Der Mindestgehalt an Bindemitteln ohne Verdünnungsmittel wird wie bisher für jeden Farbkörper besonders geregelt. In der Zusammenstellung sind die auf diese Weise genau festzulegenden Sorten an Farben aufgeführt. Die Grundfarbe soll wie bisher nur Bleimennige sein. Die bisherige alte Handelsmennige zeichnete sich durch einen verhältnismäßig geringen Ölbedarf beim Anreiben aus. Das beruhte darauf, daß das Korn verhältnismäßig grob und ungleichmäßig war. Deswegen bestand auch die unangenehme Neigung zum Eindicken. Neuerdings ist man, wie schon oben erwähnt, bestrebt, durch Kornverfeinerung diese schlechte Eigenschaft zu beseitigen. Die Firmen Goldschmidt und Rodleben sind in dieser Beziehung außerordentlich weit gegangen, das hat aber gleichzeitig einen hohen Ölbedarf zur Folge. Die Düsseldorfer Farbwerke Müller bringen ebenfalls eine sehr feinkörnige Bleimennige auf den Markt mit denselben guten Eigenschaften[9]), aber mit dem Vorteil nur geringen Ölbedarfs von etwa 18%, der der Ölaufnahmefähigkeit der bisherigen Handelsmennige von 15% sehr naheliegt.

Man sollte unter diesen Umständen die alte Handelsmennige unbedenklich verlassen, indem man als Mindestgehalt an Bindemittel 18% vorschreibt. Es ist an einigen Bauwerken, deren Bleimennigeanstrich längere Zeit ungeschützt stehen mußte, festgestellt worden, daß Bleimennige mit hohem Ölgehalt sich schlechter hält, als Bleimennige mit geringem Ölgehalt.

An „Wetterschutzfarben" sind zehn Sorten aufgeführt, und zwar für jeden Farbkörper zwei Farbtöne. Für die beiden Farbtöne eines Farbkörpers

[8]) Siehe die Monatschrift „Die farbige Stadt".

[9]) Von der Farbenfabrik Diederichs in Düsseldorf als Bleimennige Diederichs (Marke Müller) auf den Markt gebracht.

ist dabei der gleiche Mindestgehalt an Bindemitteln vorgesehen. Es soll künftig der erste und der zweite Deckanstrich den gleichen Ölgehalt erhalten, so daß beide Farbtöne für beide Deckanstriche in Frage kommen. Im allgemeinen wird ja wohl nach meinen obigen Auseinandersetzungen der helle Farbton die äußerste Decke bilden. Als Farbkörper sind Bleiweiß, Zinkoxyd und Mischungen dieser Farbkörper verwendet. Bei den „Dampf- und Rauchgasschutzfarben" fällt Zinkoxyd als Farbkörper aus, so daß in der Zusammenstellung nur noch vier Sorten bleiben. Mit dieser weitgehenden Festlegung der Zusammensetzung der Farben ist dann auch die Ausgiebigkeit der Farben gegeben; sie kann durch die Fabrikation nicht mehr wesentlich beeinflußt werden, für die Errechnung der Wirtschaftlichkeit würde dieser Faktor durch die Normung ausfallen, mit Ausnahme der Ausgiebigkeit der Bleimennige, wo verschiedenartige Fabrikationsweise des Bleimennigepulvers noch eine Rolle spielen kann. Hier läßt sich aber für die wenigen verschiedenen Fabrikationsarten ein für allemal eine maßgebende Ausgiebigkeitszahl festlegen.

Der Einkauf der Rostschutzfarben würde nun also etwa folgendermaßen vor sich gehen. Verlangt werden z. B.:

a) Bleimennige Nr. 260 02
b) Bleiweißfarbe Nr. 562 40
c) Bleiweißfarbe Nr. 562 41

frei Bahnhof X (Mitte des Reichsbahndirektionsbezirks für alle Lieferungen). Aufgefordert werden zehn Fabriken, die als zuverlässig bekannt sind, einen eigenen Chemiker besitzen, Standöl und Holzöl selbst herstellen und ihre Erzeugnisse auf ihre Güte selbst nachprüfen.

Die Angebote mögen dann folgendes ergeben:

	1 kg kostet R.-M.	10 m² kosten R.-M.		1 kg kostet R.-M.		1 kg kostet R.-M.
Farbe a) 1.	1,05	1,31	Farbe b) 1.	1,20	Farbe c) 1.	1,21
2.	1,12	**1,40**	2.	1,25	2.	1,25
3.	1,20	1,20	3.	1,26	3.	1,27
4.	1,24	**1,38**	4.	1,29	4.	**1,30**
5.	1,25	1,14	5.	**1,30**	5.	**1,30**
6.	1,28	1,83	6.	**1,32**	6.	**1,35**
7.	1,30	1,65	7.	**1,33**	7.	**1,35**
8.	1,35	1,35	8.	1,38	8.	1,40
9.	1,36	1,51	9.	1,43	9.	1,45
10.	1,50	**1,37**	10.	1,45	10.	1,45
im Durchschnitt		1,41		1,32		1,33

Die Bleimennigepreise sind dabei sogleich entsprechend der verschiedenen Ausgiebigkeit auf Quadratmeterpreise umgestellt. Von allen Angeboten zu a), b) und c) ist dann das Mittel gebildet. Der Preiswürdigste schient dann derjenige oder diejenigen Bieter zu sein, die mit ihren Preisen um diesen Durchschnitt herum liegen. Die vom Reichsverdingungsausschuß aufgestellten allgemeinen Bestimmungen für die Vergebung von Bauleistungen (DIN 1960) sagen in § 26 ausdrücklich, daß der Zuschlag nicht an die niedrigste Geldforderung gebunden ist. Der Zuschlag soll auf das Angebot erteilt werden, das unter Berücksichtigung aller wirtschaftlichen und technischen Gesichtspunkte als das annehmbarste erscheint. In Anbetracht dessen, was ich oben hinsichtlich des Anreizes auf Qualitätshebung ausführte, erscheint es mir deshalb richtig, nicht das billigste Angebot zu wählen, sondern dasjenige, das dem Durchschnittspreis aller Bieter am nächsten kommt. Dadurch wird der Anreiz gegeben, gut verarbeitete Ware herzustellen, weil der Unternehmer weiß, daß es nicht auf billige Ware ankommt, und hoffen kann, wenn er richtig kalkuliert, die Mitte zu treffen. Schleuderpreise und zu hohe Preise fallen damit für eine Berücksichtigung aus. Die Lebensdauer der verschiedenen Angebote braucht nun nicht mehr berücksichtigt zu werden, da durch die Normung der Farbensorten alle angebotenen und zu liefernden Farben gleichwertig sein müssen. Bei den Deckfarben kann man daher jetzt lediglich nach dem Preise kaufen, wie ich es oben vorgeschlagen habe. Wenn wir dieses Verfahren jetzt nochmals mit dem Einkauf von Kleidung vergleichen, so kommt der Einkauf nunmehr wohl dem von Uniformstoff gleich, für den ganz genaue Muster vorliegen, die der Ausschreibung zugrunde gelegt werden. Es genügt dann nur, daß die Lieferungen daraufhin geprüft werden, ob sie dem Muster entsprechen. An Stelle des Stoffmusters tritt bei den Farben dann nur die Norm. Durch die Normung der Rostschutzfarben[10]) wird also, wie man sieht, eine erhebliche Vereinfachung des Einkaufes und zugleich auch eine Qualitätshebung und damit ein volkswirtschaftlicher Fortschritt erzielt werden. Die hier gebrachten Lieferungsbedingungen der genannten Rostschutzfarben stellen zunächst nur einen Vorschlag vor. Es wäre erfreulich, wenn sie bald greifbare Gestalt und Anwendung finden könnten.

[10]) Siehe auch die Abhandlung von Dr.-Ing. Dr. rer. pol. K. Würth „Rostschutz". Sonderdruck aus dem bayerischen Industrie- und Gewerbeblatt, mit einem Vorwort von Prof. Dr. E. Maass, dem Vorsitzenden des Reichsausschusses für Metallschutz, Berlin. Erschienen im Verlage der Süddeutschen Verlagsanstalt, München. Preis geh. 1 R.-M.

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Berechnung gekrümmter Träger.

(Erker- und Balkonträger.)

Von **J. Hailer,** Eisenbahnoberingenieur, Erfurt.

In der „Deutschen Bauzeitung" 1885, Seite 607, hat M. Koenen den nach einem Halbkreise gekrümmten Balkonträger mit gleichmäßig verteilter Last und beliebig vielen, aber symmetrisch angeordneten Einzellasten berechnet. Nachstehend soll nun eine öfters vorkommende Trägerform, bestehend aus zwei Viertelkreisen und einer Zwischengeraden, untersucht werden (Abb. 1). Voraussetzung bei der Berechnung ist gleichbleibender Querschnitt und Angriff der lotrechten Belastung in der Achse des Trägers.

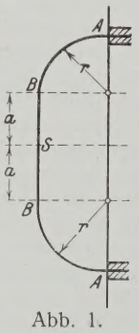


Abb. 1.

In jedem Querschnitt des Trägers tritt ein Biegungsmoment M_b und ein Verdrehungsmoment M_d auf. M_b wirke in der Ebene senkrecht zum Querschnitt, M_d in der Ebene senkrecht zur Stabachse. Beide Momente, M_b und M_d, sind als Funktionen eines unbekannten Biegungsmomentes M_0 anzusehen, dessen Größe sich aus der bekannten Bedingung

$$(1)\qquad \frac{1}{EJ}\int M_b\cdot\frac{dM_b}{dM_0}\cdot ds+\frac{1}{GJ_d}\int M_d\cdot\frac{dM_d}{dM_0}\cdot ds=0$$

berechnen läßt. Hierbei ist der Einfluß der Längskräfte und der Temperatur vernachlässigt.

In Gl. 1 bedeuten:

E das Elastizitätsmaß,

J das Trägheitsmoment des Trägerquerschnitts in der Biegungsebene,

$G=\frac{5}{13}\cdot E$ das Gleitmaß,

J_d den Drillungswiderstand.

Multipliziert man Gl. 1 mit EJ, so wird

$$(2)\qquad \int M_b\cdot\frac{dM_b}{dM_0}\cdot ds+k\int M_d\cdot\frac{dM_d}{dM_0}\cdot ds=0,$$

wo $k=\frac{EJ}{GJ_d}$ eine nur vom Querschnitt abhängige Zahl darstellt.

Für vollwandige Querschnitte ist der Drillungswiderstand (vergl. Des Ingenieurs Taschenbuch „Hütte", 25. Aufl., Bd. 1, S. 633) angenähert:

$$J_d=\frac{F^4}{40\,J_p}.$$

Mit diesem Werte und $G=\frac{5}{13}\cdot E$ wird:

$$(3)\qquad k=\frac{EJ}{\frac{5}{13}\cdot E}\cdot\frac{40\,J_p}{F^4}=\frac{104\,J\,J_p}{F^4},$$

wo J_p das polare Trägheitsmoment des Querschnitts in cm⁴ und F die Querschnittsfläche in cm² bedeutet.

Für dünnwandige, scharf eingeschnittene Querschnitte wie Walzträgerprofile ist nach A. Föppl:

bei ⊏-Eisen: $J_d=1{,}12\cdot\frac{1}{3}\cdot\Sigma\,d^3\,l$

bei I-Eisen: $J_d=1{,}3\cdot\frac{1}{3}\cdot\Sigma\,d^3\,l.$

Mit diesen Werten und $G=\frac{5}{13}\cdot E$ wird:

$$(4)\qquad \begin{cases} k_{\sqsubset}=\dfrac{EJ}{\frac{5}{13}\cdot E}\cdot\dfrac{3}{1{,}12\,\Sigma\,d^3\,l}\approx\dfrac{7\,J}{\Sigma\,d^3\,l} \\ k_{\mathrm{I}}=\dfrac{EJ}{\frac{5}{13}\cdot E}\cdot\dfrac{3}{1{,}3\,\Sigma\,d^3\,l}=\dfrac{6\,J}{\Sigma\,d^3\,l}, \end{cases}$$

wo d und l die Schmal- bezw. Langseite der Querschnittsrechtecke bedeuten.

Beispiel: k-Werte für I 28.

Nach Gl. 3 wird mit

$J=7587$ cm⁴; $J_p=7587+364=7951$ cm⁴; $F=61{,}1$ cm²

$$k=\frac{104\cdot 7587\cdot 7951}{61{,}1^4}\approx 450.$$

Nach Gl. 4 und mit bezug auf Abb. 2 wird:

$$\Sigma d^3 l = 2 \cdot 1{,}52^3 \cdot 11{,}9 + 1{,}01^3 \cdot 25 \approx 109$$

und

$$k = \frac{6 \cdot 7587}{109} \approx 418.$$

Hiernach ergibt Gl. 4 einen um $\approx 8\,\%$ kleineren Wert.

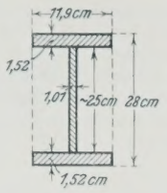


Abb. 2.

Für die Berechnung denkt man sich die auf die Koordinatenachsen X und Y bezogene Trägermittellinie bei S aufgeschnitten (Abb. 3) und die in der Schnittfläche wirkenden Kräfte durch das unbekannte Moment M_0 und die unbekannte Schubkraft V_0 ersetzt. V_0 ist an dieser Stelle infolge der Symmetrie des angenommenen Belastungszustandes $= 0$; sie kommt also weiter nicht in Frage.

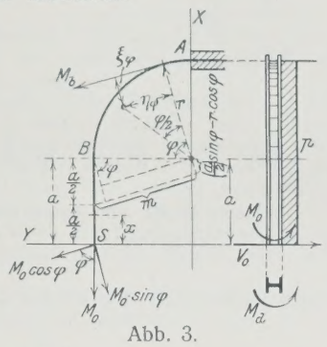


Abb. 3.

a) Gleichmäßig verteilte Last.

Die Belastung für die Längeneinheit ist p und M_0 bei S das gesuchte Biegungsmoment (Abb. 3). Letzteres berechnet sich für einen Querschnitt der Zwischengeraden im Abstande x von der Y-Achse aus:

$$(5) \qquad M_b = -M_0 + \frac{p x^2}{2}$$

und für einen Querschnitt unter dem beliebigen $\sphericalangle \varphi$ des Bogens BA aus:

$$M_b = -M_0 \cos\varphi + p a m + p r \varphi \eta_\varphi,$$

worin

$$m = \frac{a}{2} \cdot \cos\varphi + r \sin\varphi \quad \text{und}$$

$$\frac{\eta_\varphi}{r \sin\varphi/2} = \sin\varphi/2; \quad \eta_\varphi = \frac{r(1-\cos\varphi)}{\varphi}$$

eingesetzt ergibt:

$$(6) \qquad M_b = -M_0 \cos\varphi + \frac{p a^2}{2} \cdot \cos\varphi + p a r \sin\varphi + p r^2 (1 - \cos\varphi).$$

Das Drehmoment an derselben Stelle des Teiles SB ist:

$$(7) \qquad M_d = 0$$

und des Trägerteiles BA:

$$M_d = -M_0 \sin\varphi + p a \left(\frac{a}{2} \cdot \sin\varphi - r\cos\varphi + r\right) + p r \varphi \xi_\varphi,$$

wo

$$\xi_\varphi = r - \frac{r \sin\varphi/2}{\varphi/2} \cdot \cos\varphi/2 = r - r \cdot \frac{\sin\varphi}{\varphi},$$

$$(8) \qquad M_d = -M_0 \sin\varphi + \frac{p a^2}{2} \cdot \sin\varphi + p a r (1 - \cos\varphi) + p r^2 (\varphi - \sin\varphi).$$

Die Werte von M_b und M_d und deren Differentialquotienten $\frac{dM_b}{dM_0}$ und $\frac{dM_d}{dM_0}$ in die Gl. 2 eingesetzt:

$$2 \int_0^a \left(M_0 - \frac{p x^2}{2}\right) dx$$

$$+ \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left[M_0 \cos\varphi - \frac{p a^2}{2} \cdot \cos\varphi - p a r \sin\varphi - p r^2 (1 - \cos\varphi)\right] \cos\varphi \, d\varphi$$

$$+ 2k \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left[M_0 \sin\varphi - \frac{p a^2}{2} \cdot \sin\varphi - p a r (1 - \cos\varphi) - p r^2 (\varphi - \sin\varphi)\right] \sin\varphi \, d\varphi = 0$$

und daraus:

$$(9) \qquad M_0 = \frac{p a^2}{2} \cdot \mu, \quad \text{mit}$$

$$(9a) \qquad \mu = \frac{a + \frac{3}{4} \cdot \pi (1+k) + 3 \cdot \frac{r}{a} (1+k) + 6 \left(\frac{r}{a}\right)^2 (1+k) \left(1 - \frac{\pi}{4}\right)}{3 \left[a + \frac{\pi}{4} (1+k)\right]}.$$

μ ist eine vom Querschnitt und den Trägerabmessungen abhängige Größe.

Dividiert man Zähler und Nenner von μ durch k (Gl. 3 u. 4) und vernachlässigt die Glieder ohne erheblichen Einfluß, so gelangt man zu einem erheblich einfacheren Werte, dessen Genauigkeitsgrad in den meisten Fällen ausreichend sein wird; somit:

$$(9b) \qquad \mu = 1 + \frac{4}{\pi} \cdot \frac{r}{a} + 2 \left(\frac{r}{a}\right)^2 \left(\frac{4}{\pi} - 1\right),$$

d. i. eine nur von den Trägerabmessungen abhängige Größe.

Setzt man M_0 in die Gl. 5 bis 8 ein, so erhält man für den Querschnitt x des Teiles SB:

$$(10) \qquad M_b = -\frac{p a^2}{2} \cdot \mu + \frac{p x^2}{2} = \frac{p a^2}{2} \left[\left(\frac{x}{a}\right)^2 - \mu\right],$$

und für einen Querschnitt unter beliebigem $\sphericalangle \varphi$ des Bogens BA:

$$M_b = -\frac{p a^2}{2} \mu \cos\varphi + \frac{p a^2}{2} \cdot \cos\varphi + p a r \sin\varphi + p r^2 (1 - \cos\varphi)$$

$$(11) \qquad M_b = \frac{p a^2}{2} \left[(1-\mu)\cos\varphi + 2 \cdot \frac{r}{a} \cdot \sin\varphi + 2 \left(\frac{r}{a}\right)^2 (1 - \cos\varphi)\right].$$

Das Drehmoment ist an dieser Stelle des Teiles SB:

$$(12) \qquad M_d = 0,$$

des Bogens BA:

$$M_d = -\frac{p a^2}{2} \cdot \mu \sin\varphi + \frac{p a^2}{2} \cdot \sin\varphi + p a r (1 - \cos\varphi) + p r^2 (\varphi - \sin\varphi)$$

$$(13) \qquad M_d = \frac{p a^2}{2} \left[(1-\mu)\sin\varphi + 2 \cdot \frac{r}{a} (1 - \cos\varphi) + 2 \left(\frac{r}{a}\right)^2 (\varphi - \sin\varphi)\right].$$

An der Einspannstelle A, also bei $\varphi = 90° = \frac{\pi}{2}$, berechnen sich M_b und M_d zu:

$$(14) \qquad M_b = \frac{p a^2}{2} \left[2 \cdot \frac{r}{a} + 2 \left(\frac{r}{a}\right)^2\right]$$

$$(15) \qquad M_d = \frac{p a^2}{2} \left[(1-\mu) + 2 \cdot \frac{r}{a} + 2 \left(\frac{r}{a}\right)^2 \left(\frac{\pi}{2} - 1\right)\right].$$

Beispiel: Der in Abb. 4 dargestellte Träger ist mit p für die Längeneinheit belastet. Es ist M_b und M_d in den Querschnitten S, B, C und A zu berechnen.

$$r = 1 \text{ m}; \quad a = 0{,}5 \text{ m}; \quad \frac{r}{a} = 2.$$

Nach Gl. 9b ist:

$$\mu = 1 + \frac{4}{\pi} \cdot 2 + 2 \cdot 2^2 \left(\frac{4}{\pi} - 1\right) = 5{,}73.$$

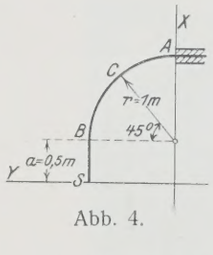


Abb. 4.

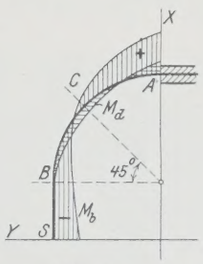
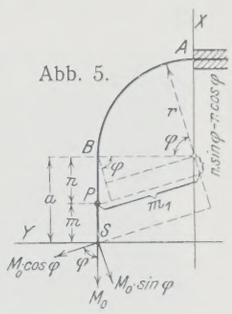


Abb. 4a.

Abb. 5.



Die Momente berechnen sich alsdann:

für Querschnitt S (Gl. 10 u. 12): $x = 0$

$$M_b = -\frac{p a^2}{2} \cdot \mu = -\frac{p a^2}{2} \cdot 5{,}73 = -2{,}865\, p a^2$$

$$M_d = 0$$

für Querschnitt B (Gl. 10 u. 12): $x = a$

$$M_b = \frac{p a^2}{2} (1^2 - 5{,}73) = -2{,}365\, p a^2$$

$$M_d = 0$$

für Querschnitt C (Gl. 11 u. 13): $\varphi = 45° = \frac{\pi}{4}$

$$M_b = \frac{p a^2}{2} \left[(1 - 5{,}73) \cdot 0{,}707 + 2 \cdot 2 \cdot 0{,}707 + 2 \cdot 2^2 (1 - 0{,}707)\right]$$

$$M_b = +0{,}914\, p a^2$$

$$M_d = \frac{p a^2}{2} \left[(1 - 5{,}73) \cdot 0{,}707 + 2 \cdot 2 (1 - 0{,}707) + 2 \cdot 2^2 \left(\frac{\pi}{4} - 0{,}707\right)\right]$$

$$M_d = -0{,}774\, p a^2$$

für Querschnitt A, Einspannstelle (Gl. 14 u. 15):

$$M_b = \frac{p a^2}{2} (2 \cdot 2 + 2 \cdot 2^2) = +6\, p a^2$$

$$M_d = \frac{p a^2}{2} \left[(1 - 5{,}73) + 2 \cdot 2 + 2 \cdot 2^2 \left(\frac{\pi}{2} - 1\right)\right] = +1{,}918\, p a^2.$$

Den Verlauf der M_b- und M_d-Momente stellt Abb. 4a dar.

Der Querschnitt A an der Einspannstelle wird am stärksten beansprucht.

b) Zwei symmetrische Einzellasten auf der Zwischengeraden BB (Abb. 1 u. 5).

Das Biegungsmoment berechnet sich zu:

für Teil SB: von 0 bis m

$$(16) \qquad M_b = -M_0$$

von $x = 0$ bis $x = n$

$$(17) \qquad M_b = -M_0 + P x$$

für einen Querschnitt unter beliebigem $\sphericalangle \varphi$ des Bogens BA:

$$M_b = -M_0 \cos\varphi + P m_1,$$

wo $m_1 = n\cos\varphi + r\sin\varphi$:

(18) $$M_b = -M_0\cos\varphi + P(n\cos\varphi + r\sin\varphi).$$

Die Drehmomente berechnen sich
für Teil SB:

(19) $$M_d = 0;$$

für einen Querschnitt unter beliebigem $\sphericalangle \varphi$ des Bogens BA:

(20) $$M_d = -M_0\sin\varphi + P(r + n\sin\varphi - r\cos\varphi).$$

Diese Momente und deren Differentialquotienten $\frac{dM_b}{dM_0}$ und $\frac{dM_d}{dM_0}$ in die Gl. 2 eingesetzt:

$$2\int_0^m M_0\,dx + 2\int_0^n (M_0 - Px)\,dx + 2\int_0^{\frac{\pi}{2}} [M_0\cos\varphi - P(n\cos\varphi + r\sin\varphi)]\cos\varphi\,d\varphi$$

$$+ 2k\int_0^{\frac{\pi}{2}} [M_0\sin\varphi - P(r + n\sin\varphi - r\cos\varphi)]\sin\varphi\,d\varphi = 0$$

und hieraus

(21) $$M_0 = \frac{Pn}{2}\cdot\mu,$$

wo

(21a) $$\mu = \frac{n + \frac{\pi}{2}(1+k) + \frac{r}{n}(1+k)}{a + \frac{\pi}{4}(1+k)}.$$

Dividiert man Zähler und Nenner durch k und vernachlässigt die Glieder ohne wesentlichen Einfluß, so erhält man den Annäherungswert:

(21b) $$\mu = 2 + \frac{4}{\pi}\cdot\frac{r}{n}.$$

Somit aus Gl. 21:

(22) $$M_0 = \frac{Pn}{2}\left(2 + \frac{4}{\pi}\cdot\frac{r}{n}\right).$$

Ist $n = 0$, so folgt:

(23) $$M_0 = \frac{2}{\pi}\cdot Pr.$$

Ist $n = a$, also eine Einzellast in S:

(24) $$M_0 = \frac{Pa}{4}\left(2 + \frac{4}{\pi}\cdot\frac{r}{a}\right).$$

c) Zwei symmetrische Einzellasten auf den Trägerteilen BA (Abb. 1 u. 6).

Für einen Querschnitt des Trägerteiles SB ist:

(25) $$M_b = -M_0,$$

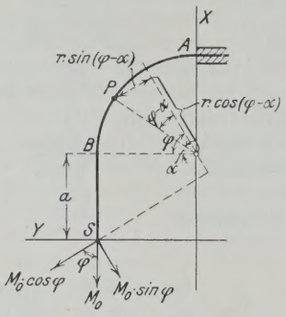


Abb. 6.

für einen Querschnitt unter dem $\sphericalangle \varphi$ des Trägerteiles BA:

von $\varphi = 0$ bis $\varphi = \alpha$

(26) $$M_b = -M_0\cos\varphi;$$

von $\varphi = \alpha$ bis $\varphi = \frac{\pi}{2}$

(27) $$M_b = -M_0\cos\varphi + Pr\sin(\varphi - \alpha).$$

Das Drehmoment des Trägerteiles SB:

(28) $$M_d = 0$$

und des Trägerteiles BA:

von $\varphi = 0$ bis $\varphi = \alpha$

(29) $$M_d = -M_0\sin\varphi;$$

von $\varphi = \alpha$ bis $\varphi = \frac{\pi}{2}$

(30) $$M_d = -M_0\sin\varphi + P[r - r\cos(\varphi - \alpha)].$$

Diese Werte und deren Differentialquotienten $\frac{dM_b}{dM_0}$ und $\frac{dM_d}{dM_0}$ in die Gl. 2 eingesetzt:

$$2\int_0^a M_0\,dx + 2\int_0^{\alpha} M_0\cos^2\alpha\,d\varphi + 2\int_{\alpha}^{\frac{\pi}{2}} [M_0\cos\varphi - Pr\sin(\varphi - \alpha)]\cos\varphi\,d\varphi$$

$$+ 2k\int_0^{\alpha} M_0\sin^2\varphi\,d\varphi + 2k\int_{\alpha}^{\frac{\pi}{2}} \left\{M_0\sin\varphi - P[r - r\cos(\varphi - \alpha)]\right\}\sin\varphi\,d\varphi = 0$$

und daraus:

(31) $$M_0 = \frac{Pr}{2}\cdot\mu,$$

wo

(31a) $$\mu = \frac{(1+k)\left[\cos\alpha - \left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right)\sin\alpha\right]}{a + \frac{\pi}{4}(1+k)}.$$

Zähler und Nenner wieder durch k dividiert, führt zu dem Näherungswerte:

(31b) $$\mu = \frac{4}{\pi}\left[\cos\alpha - \left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right)\sin\alpha\right]$$

und nach Gl. 31:

(32) $$M_0 = \frac{2}{\pi}\cdot Pr\left[\cos\alpha - \left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right)\sin\alpha\right].$$

Ist $\alpha = 0$, so folgt

(33) $$M_0 = \frac{2}{\pi}\cdot Pr \quad \text{(vergl. Gl. 23).}$$

Vermischtes.

Die Erneuerung der großen Bahnhofshallen Schlesischer Bahnhof, Alexanderplatz und die Instandsetzung der kleinen Bahnhofshallen Bahnhof Börse, Zoologischer Garten und Lehrter Stadtbahnhof. In den Jahren 1925 und 1926 sind die Nordhalle des Schlesischen Bahnhofs zu 80 %, 1926 die Halle des Alexanderplatz vollkommen abgetragen und durch neue ersetzt worden. Wohl jedem Reisenden, der mit der Eisenbahn unter diesen Hallen einfährt, wird die neue Konstruktion angenehm auffallen, vor allem beim Bahnhof Alexanderplatz, der aus düsterem Dunkel zu einer schönen Lichtstätte geworden ist. Die alten Hallen, die Zeugnis ablegten von der hohen Kunst unserer Vorgänger, sind gleichfalls wie so vieles andere Opfer unserer Raubbauwirtschaft des Weltkrieges geworden. Die neuen Hallen sind das Ergebnis unserer Zeit, das Streben nach starken Gliedern, der Drang nach Luft und Licht.

In diesem kurzen Aufsatze sollen nur die Arbeiten vorbesprochen werden, in nachfolgenden ausführlichen Aufsätzen soll eine genaue Beschreibung der neuen Hallen folgen. Das gleiche gilt für die anderen obengenannten Hallen.

Die Nordhalle, die jüngere der beiden Hallen des Schlesischen Bahnhofs (Abb. 1), ist in den Jahren 1881 bis 1882 hergestellt worden. Außer den beiden Hallenschürzenbindern hat die Halle 27 Regelbinder. Die

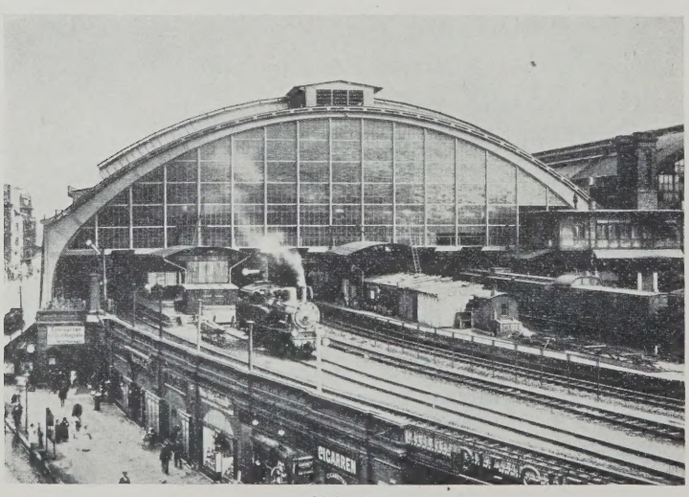


Abb. 1.

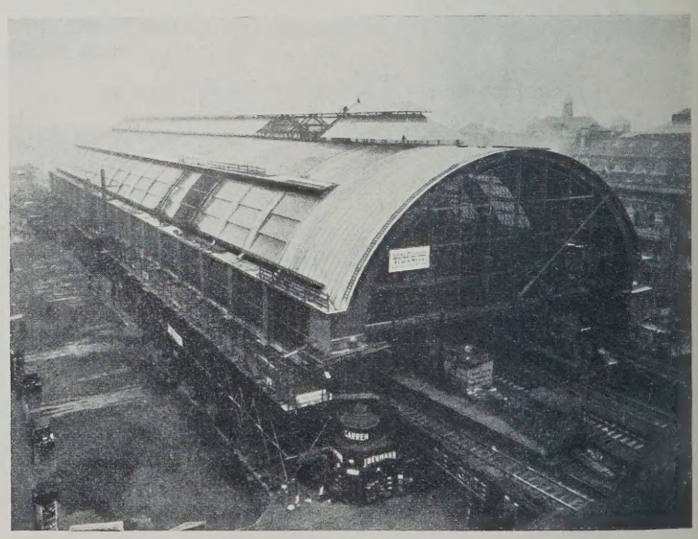


Abb. 2.

Binder waren Fachwerkträger mit teilweise sehr dünnen Fachwerkstäben. Die Abmessungen waren folgende: Spannweite 54,35 m, Entfernung der Doppelbinder 7,532 m, die Höhe von S.-O. bis zum Scheitel 19 m die Gesamtlänge 207 m. Die beiden Hallenschürzen und Regelbinder sind bisher erneuert worden. Da man die alten Fundamente nebst Verankerungen wieder verwenden wollte, war es notweudig, bei dem Umbau sich an die Hauptabmessungen der alten Halle wieder anzulehnen. Hierbei wurde folgenden Gesichtspunkten nachgestrebt:

1. tunlichste Verhinderung einer Zerstörung des Eisens durch Rauchgase,
2. gute Entlüftung,
3. gute Belichtung.

Die Binder sind vollwandig ausgebildet. Zur Vermeidung von flachliegenden Glasflächen, die bekanntlich sehr leicht verschmutzen, wurden Raupenoberlichter mit steiler Glasfläche gewählt.

Die Halle des Bahnhofs Alexanderplatz (Abb. 2) ist gleichfalls in den Jahren 1881 und 1882 erbaut worden. Es waren 2 Schürzen- und 16 Regelbinder vorhanden. Die Abmessungen waren folgende: Spannweite eines Binders 37,10 m, Entfernung der Doppelbinder 8,80 m, Höhe von S.-O. bis zum Scheitel 18,55 m, Gesamtlänge 164,13 m. Wie vor war man bestrebt, die alten Fundamente nebst Verankerungen wieder zu verwenden, und bei dem Umbau hat man sich deshalb an die Hauptabmessungen der alten Halle gehalten. Die Gesichtspunkte waren wieder die nachstehenden:

1. möglichste Verhinderung einer Zerstörung des Eisens durch Rauchgase durch vollwandige Ausbildung der Binder,
2. gute Entlüftung,
3. gute Belichtung.

Auf gute Belichtung wurde besonderer Wert gelegt, sie beträgt 45 % der Hallengrundfläche.

Die Zeitdauer von der Niederlegung der ersten alten Binder bis zum Schließen des letzten neuen Binders betrug 166 Tage. Unter Würdigung des großen Verkehrs und Betriebes auf dem Bahnhof ist diese erreichte Leistung als glänzend zu bezeichnen.

Die Hallen der Stadtbahnhöfe: Börse, Zoo, Lehrter Stadtbahnhof waren noch nicht so zerstört, daß sie vollkommen beseitigt hätten werden müssen. Sie wurden daher ausgebessert und instandgesetzt, mit großen Rauchschlitzen und neuen großen Satteloberlichtern versehen.

J. Grapow, Reichsbahnrat, Regierungsbaurat a. D.

Der Umbau einer alten eisernen Brücke in eine Eisenbetonbrücke. Beim Bau einer neuen Straßenüberführung über das Tal des Blackwater Creek in Lynchburg (Va.) ließen sich erhebliche wirtschaftliche und andere Vorteile dadurch erzielen, daß man die vorhandenen alten

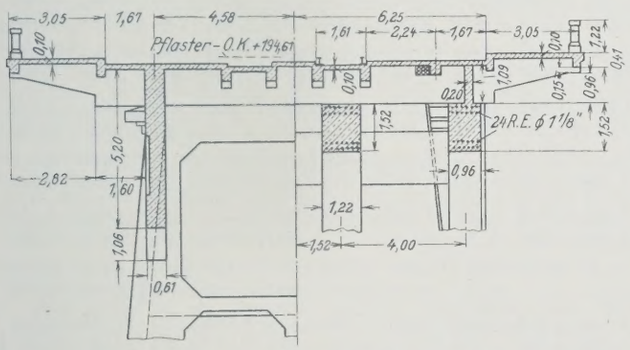


Abb. 3. Querschnitt nach der Ummantelung (links durch die Balken-, rechts durch die Bogenträger).

schmiedeisernen Fachwerküberbauten erhalten und durch ihre Ummantelung mit Beton eine neue Brücke geschaffen hat. Nach einem Berichte von I. F. Hough in Eng. News-Rec. vom 21. April 1927 bildet das alte

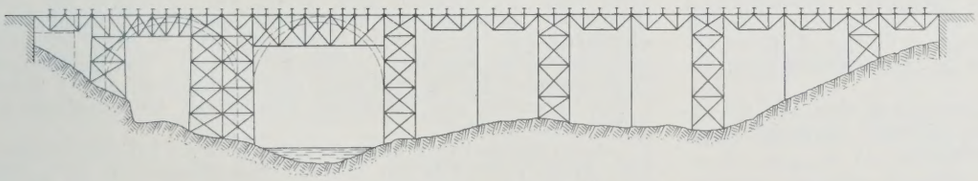


Abb. 1. Die Brücke vor der Ummantelung.

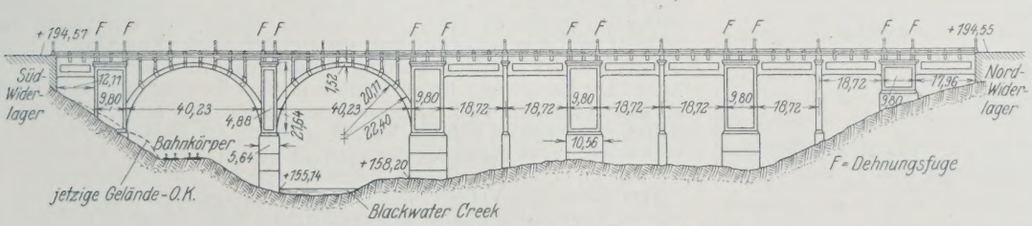


Abb. 2. Die Brücke nach der Ummantelung.

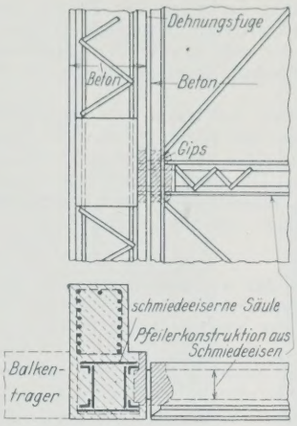


Abb. 4a. Fugenausbildung bei der alten Eisenkonstruktion.

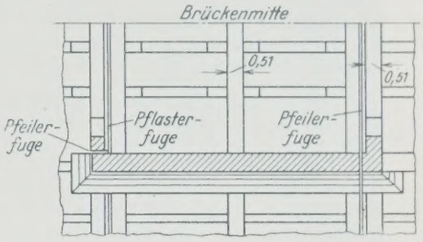


Abb. 4b. Fugenausbildung an einem Pfeiler.

Abb. 4c. Grundriß.

Abb. 4a bis c. Anordnung der Dehnungsfugen.

Eisenwerk nicht nur die gesamte erforderliche Bewehrung, sondern es diente überdies auch als Rüstung, wodurch der Fahrverkehr während des größten Teiles der Bauzeit, der Fußgängerverkehr sogar ununterbrochen aufrecht erhalten werden konnte. Es ersparte endlich die Aufstellung eines Lehrgerüstes, das bei der großen Höhe der Brücke sehr kostspielig geworden wäre. Die Kosten der so entstandenen Eisenbetonbrücke betragen mit kaum 500 000 $ über 300 000 $ weniger, als ein Neubau erfordert hätte.

Das alte Bauwerk, das den wachsenden Beanspruchungen durch den Verkehr immer weniger genügte, stammte aus dem Jahre 1892 und hatte

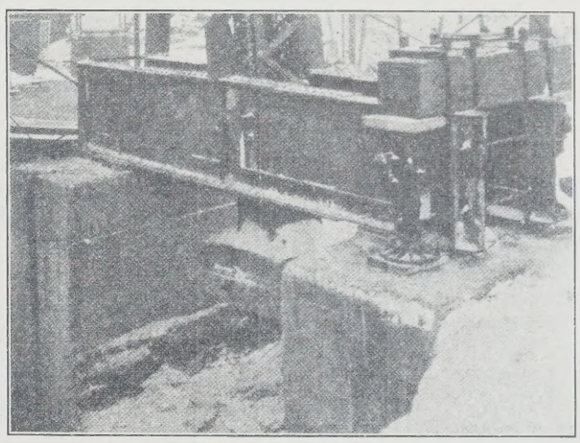


Abb. 5. Unterfangung der alten Pfeiler.

eine Länge von 276,75 m; die Oberkante der in Holz ausgeführten Fahrbahn lag 40,20 m über Talsohle. Abb. 1 zeigt die alte, Abb. 2 die neue Gestalt der Brücke, die am Südufer die Gleise der Norfolk & Western-Bahn kreuzt und hier Öffnungen ungleicher Spannweite aufwies. Aus ästhetischen Gründen und weil ferner die Umwandlung in eine Eisenbetonbrücke andernfalls auch technisch schwierig gewesen wäre, wurde nach Abb. 2 von diesem Teil der alten Eisenkonstruktion nur ein Stück des mittleren Pfeilers beibehalten; für die übrige Brücke diente das alte Fachwerk jedoch als Bewehrung der neuen.

Beim Umbau wurden aus den Fachwerkpfeilern massive, 10,35 m breite Betonpfeiler, aus den einfachen Stützen ummantelte Pendelsäulen; die alten Fachwerkträger bilden nunmehr 5,18 m hohe, 0,61 m breite und 18,29 m weitgespannte Eisenbetonbalken, die Fahrbahntafel besteht jetzt — 12,7 cm stark — ebenfalls aus Beton, hat Kopfsteinpflaster mit Fugenverguß und doppeltes Straßenbahngleis.

Besondere Sorgfalt erfuhr die Anordnung von Dehnungsfugen. Bei den Pfeilern der alten Brücke war jedes zweite Lager beweglich ausgebildet. Um die erforderliche Bewegungsmöglichkeit auch nach dem Umbau zu sichern,

wurde die Verbindung zwischen dem alten Fachwerk der Pfeiler und der Überbauten gelöst und diese auf den ersteren beweglich gelagert, bis auf die neuen Bogen am Südende, die mit den Pfeilern fest verbunden waren. Die Anordnung der seitlichen Bewegungsfugen ist in Abb. 4a bis c wiedergegeben.

Die alten Pfeiler waren in der Mehrzahl auf festen Fels gegründet, sechs Pfeiler standen jedoch auf hartem Ton, der allerdings 35 Jahre lang einwandfrei gehalten hatte. Immerhin mußten jetzt auch diese Gründungen bis auf den Felsen geführt werden: Die dazu erforderliche Unterfangung ist in Abb. 5 dargestellt, die in Bildmitte die alte Gittersäule mit Fuß zwischen zwei Abfangeträgern zeigt, die auf zu diesem Zweck hergestellten Betonklötzen ruhen. Ki.

Tabelle der reduzierten Nietflächen für den Eisenhochbau. Seit Einführung der „Vorschriften für Eisenbauwerke" bei der Deutschen Reichsbahn pflegt man die Berechnung der Nietanschlüsse in eisernen Eisenbahnbrücken mit Hilfe der sogen. „reduzierten Nietflächen" vorzunehmen. Diese reduzierten Nietflächen erhält man aus den wirklich vorhandenen Scher- und Lochleibungsflächen durch Verkleinerung bezw. Vergrößerung im Verhältnis der zulässigen Scher- und Lochleibungsdruckspannung zur zulässigen Zugspannung.

Die Rechnung mit reduzierten Nietflächen hat den Vorteil, daß man für eine bestimmte Konstruktion jeweils nur von einer einzigen zulässigen Spannung auszugehen braucht. Ferner kann man die zum Anschluß eines Zug- oder Druckstabes notwendige Nietanzahl in bequemer Weise dadurch bestimmen, daß man den Nutzquerschnitt — bei Druckstäben den durch die Knickzahl dividierten vollen Querschnitt — des anzuschließenden Stabes der erforderlichen reduzierten Nietfläche gleichsetzt.

Voraussetzung für die Verwendung der reduzierten Nietflächen ist ein konstantes Verhältnis zwischen der zulässigen Zugspannung und den entsprechenden Scher- und Leibungsdruckspannungen. Da ein solches gleichbleibendes Verhältnis nach den „Bestimmungen über die zulässige Beanspruchung und Berechnung von Konstruktionsteilen aus Flußstahl usw." vom 25. Februar 1925[1]) nunmehr auch im Eisenhochbau besteht, gleichgültig ob es sich um Flußstahl St 37 oder hochwertigen Baustahl St 48 handelt, so erscheint es zweckmäßig, auch hier von den reduzierten Nietflächen Gebrauch zu machen.

Zu diesem Zweck sei die vorstehende Tabelle mitgeteilt, in der die reduzierten Nietflächen für ein- und zweischnittige Niete von $d = 11$ bis 29 mm Durchm. und für um je 1 mm wachsende Bohrungstiefen t zusammengestellt sind. Der Einfachheit und Übersichtlichkeit wegen wurden darin nur die maßgebenden reduzierten Flächen, d. h. von der reduzierten Scherfläche und der reduzierten Leibungsdruckfläche nur die jeweils kleinere aufgenommen.

Da die zulässige Scherspannung im Eisenhochbau stets 5/6, die zulässige Leibungsdruckspannung stets 5/3 der zulässigen Zugspannung beträgt, so ergeben sich die reduzierten Scherflächen

für einschnittige Niete zu $F_s = \frac{5}{6} \cdot \frac{\pi d^2}{4} = 0{,}6545\, d^2$,

für zweischnittige Niete zu $F_s = \frac{10}{6} \cdot \frac{\pi d^2}{4} = 1{,}309\, d^2$,

die reduzierte Leibungsfläche in beiden Fällen zu

$$F_l = \frac{5}{3} \cdot d\, t = 1{,}667\, d\, t.$$

Diejenige Bohrungstiefe t, von der ab die reduzierte Scherfläche maßgebend wird, ergibt sich aus der Gleichsetzung von F_s und F_l, wodurch man die Grenzen

$t = 0{,}3927\, d$ für einschnittige Niete,
$t = 0{,}7854\, d$ für zweischnittige Niete

erhält. Diese Grenzen sind in der Tabelle in jeder Reihe durch einen stärkeren senkrechten Strich angedeutet.

Ist z. B. ein Zugstab aus $2 \llcorner 65 \cdot 130 \cdot 10$ mit einem Nutzquerschnitt von 33,8 cm² durch Niete von 17 mm Durchm. an ein 12 mm dickes Knotenblech anzuschließen, so entnimmt man der Tabelle die maßgebende reduzierte Fläche für einen zweischnittigen 17er Niet bei 12 mm Bohrungstiefe, d. s. 3,400 cm², und erhält die erforderliche Nietanzahl zu

$$\frac{33{,}8}{3{,}400} = 10.$$

Es sei noch erwähnt, daß sich mit Hilfe der reduzierten Nietflächen auch die Laschenanschlüsse von Stegblechstößen in bequemer Weise berechnen lassen. Ebenso wie die Abmessungen der Laschen danach bestimmt werden sollen, daß das Trägheitsmoment der Laschen mindestens gleich dem des Stegbleches wird, so können die Laschen als ordnungsmäßig angeschlossen gelten, wenn auch das Trägheitsmoment der reduzierten Flächen der Anschlußniete dieselbe Größe besitzt. Dieses ergibt sich nun zu

$$J = \frac{F_r \cdot h_1^2}{2} \cdot \frac{1}{f},$$

worin F_r die maßgebende reduzierte Fläche eines Anschlußnietes, h_1 die gegenseitige Entfernung des äußersten Nietpaares und f jener bekannte von der Reihenanzahl und der Nietanzahl abhängige Koeffizient ist. (Vergl. hierzu u. a. Schaper, „Eiserne Brücken", 5. Aufl., S. 173 u. 174.) Da nun F_r der vorliegenden Tabelle entnommen werden kann und h_1 sich aus der Konstruktion ergibt, so läßt sich

$$f = \frac{F_r \cdot h_1^2}{2\, J}$$

berechnen, indem man für J das Trägheitsmoment des Stegbleches einführt. Man hat dann schließlich nur noch aus den Tabellen für die Koeffizienten f einen passenden Wert aufzusuchen, der nicht größer als der berechnete ist, woraus man Nietanzahl und Reihenanzahl erhält.

Dr.-Ing. Robert Hauer, Zivilingenieur in Charlottenburg.

Tabelle der maßgebenden reduzierten Nietflächen in cm² für den Eisenhochbau nach den Bestimmungen vom 25. Februar 1925.

Niet-durchm. d mm		Bohrungstiefe t in mm																			
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23 u. mehr
11	einschn.	0,733	0,792	0,792	0,792	0,792	0,792	0,792	0,792	0,792	0,792	0,792	0,792	0,792	0,792	0,792	0,792	0,792	0,792	0,792	0,792
	zweischn.	0,733	0,917	1,100	1,283	1,467	1,584	1,584	1,584	1,584	1,584	1,584	1,584	1,584	1,584	1,584	1,584	1,584	1,584	1,584	1,584
14	einschn.	0,933	1,167	1,283	1,283	1,283	1,283	1,283	1,283	1,283	1,283	1,283	1,283	1,283	1,283	1,283	1,283	1,283	1,283	1,283	1,283
	zweischn.	0,933	1,167	1,400	1,633	1,867	2,100	2,333	2,566	2,566	2,566	2,566	2,566	2,566	2,566	2,566	2,566	2,566	2,566	2,566	2,566
17	einschn.	1,133	1,417	1,700	1,892	1,892	1,892	1,892	1,892	1,892	1,892	1,892	1,892	1,892	1,892	1,892	1,892	1,892	1,892	1,892	1,892
	zweischn.	1,133	1,417	1,700	1,983	2,267	2,550	2,833	3,117	3,400	3,683	3,783	3,783	3,783	3,783	3,783	3,783	3,783	3,783	3,783	3,783
20	einschn.	1,133	1,667	2,000	2,333	2,618	2,618	2,618	2,618	2,618	2,618	2,618	2,618	2,618	2,618	2,618	2,618	2,618	2,618	2,618	2,618
	zweischn.	1,133	1,667	2,000	2,333	2,667	3,000	3,333	3,667	4,000	4,333	4,667	5,000	5,236	5,236	5,236	5,236	5,236	5,236	5,236	5,236
23	einschn.	1,533	1,917	2,300	2,683	3,067	3,450	3,462	3,462	3,462	3,462	3,462	3,462	3,462	3,462	3,462	3,462	3,462	3,462	3,462	3,462
	zweischn.	1,533	1,917	2,300	2,683	3,067	3,450	3,833	4,217	4,600	4,983	5,367	5,750	6,133	6,517	6,900	6,925	6,925	6,925	6,925	6,925
26	einschn.	1,733	2,167	2,600	3,033	3,467	3,900	4,333	4,424	4,424	4,424	4,424	4,424	4,424	4,424	4,424	4,424	4,424	4,424	4,424	4,424
	zweischn.	1,733	2,167	2,600	3,033	3,467	3,900	4,333	4,767	5,200	5,633	6,067	6,500	6,933	7,367	7,800	8,233	8,670	8,849	8,849	8,849
29	einschn.	1,933	2,417	2,900	3,383	3,867	4,350	4,833	5,317	5,504	5,504	5,504	5,504	5,504	5,504	5,504	5,504	5,504	5,504	5,504	5,504
	zweischn.	1,933	2,417	2,900	3,383	3,867	4,350	4,833	5,317	5,800	6,283	6,767	7,250	7,733	8,217	8,700	9,183	9,667	10,15	10,63	11,01

Einschn. Niete .	Red. Scherfl.: $F_s = 0{,}6545\, d^2$	Red. Leibungsfl.: $F_l = 1{,}667\, d\, t$	$F_s = F_l$ bei $t = 0{,}3927\, d$
Zweischn. Niete	Red. Scherfl.: $F_s = 1{,}309\, d^2$	Red. Leibungsfl.: $F_l = 1{,}667\, d\, t$	$F_s = F_l$ bei $t = 0{,}7854\, d$

[1]) Erschienen im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Ein neuzeitlicher Riesenbau in Eisenfachwerk ist das Palmer-Haus-Hotel in Chicago, dessen Abmessungen selbst für neuamerikanische Verhältnisse ungewöhnlich sind. Einige aus „Technique des Travaux" entnommene Zahlenangaben mögen dafür sprechen: Der umbaute Raum wird 600 000 m³, die bedeckte Bodenfläche 7300 m², die Fußbodenfläche aller Stockwerke zusammen 162 000 m² betragen. Das Gebäude wird in 23 Stockwerken 108 m hoch sein, 17 000 t Baustahl, 2000 t Rundeisen, 7 Mill. Backsteine und 163 000 m² Scheibenglas für Zwischentüren und 3746 Fenster erfordern.

Der in Eisenfachwerk ausgeführte Bau ruht auf 221 Eisenbetonbrunnen von 1,25 und 2,80 m l. W., die 23 m tief unter Straßen-O.-K. durch lehmigen losen Boden bis auf tragfähigen Felsboden gehen, im Mischungsverhältnis 1:1:2 hergestellt, mit Sparbeton ausgefüllt und mit einem festen Eisenbetonrost verbunden sind. Auf diesem erhebt sich das Eisengerippe (Abb. 1), mit dessen Hochführung die Herstellung der Eisenbetonzwischendecken und der Wandausmauerung der unteren Geschosse Schritt zu halten hatte. Die Hauptträger liegen sämtlich in einer Richtung, und zwar parallel zu den Fluren; sie sind miteinander verbunden und versteift durch Querträger, die nirgends sichtbar werden, vielmehr im Deckenquerschnitt verschwinden. Vom ersten Obergeschoß ab kamen zwischen vorbetonierten, 21 bis 27 m hohen Eisenbetonbalken verlegte Hohlplattendecken von 7,5 cm Stärke zur Verwendung, die durch ihr geringes Eigengewicht die eiserne Tragkonstruktion in sehr erwünschter Weise entlasten und überdies durch den Fortfall des größten Teiles der Schalung die Bauzeit erheblich

abzukürzen gestatteten. — Über den großen Tanz- und Bankettsälen waren Spannweiten bis zu 24 m zu bewältigen, was mit Hilfe von Gitterträgern gelungen ist, die Lasten bis zu 1,5 Mill. kg aufnehmen. Die Gesamtstärke der Decken beträgt 35 cm in den unteren, 29 cm in den oberen Geschossen: Sie mußten außer Licht-, Telephon- und all' den anderen, im Betriebe eines neuzeitlichen amerikanischen Riesenhotels erforderlichen Leitungen auch die Rohre der Wasser- und Abwasserleitungen aufnehmen und waren in den fünf unteren, in der Hauptsache als Gesellschaftsräume dienenden Stockwerken auf eine Nutzlast von 500, in den oberen auf eine solche von 250 kg/m² berechnet.

Während die unteren fünf Stockwerke einen in sich geschlossenen Block bilden, werden nach Abb. 2 im Interesse einer besseren Durchlüftung und Belichtung die oberen Geschosse durch Lichthöfe in besondere einzelne Flügel geteilt. Ki.

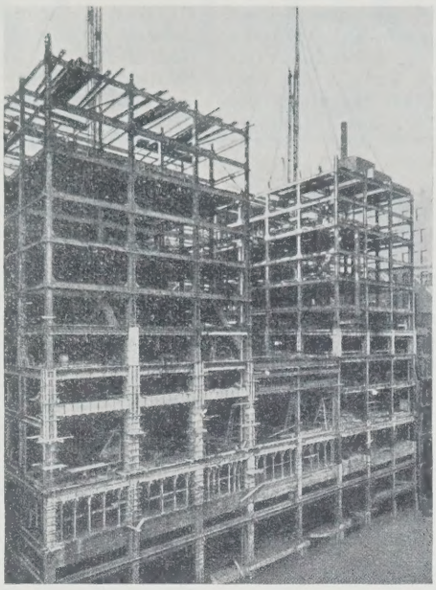


Abb. 1.

Abb. 2.

I-Träger in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Vor etwa 40 Jahren konnte man in den Vereinigten Staaten keine höheren I-Träger als solche von 15 Zoll[1]) Höhe walzen. 1889 ging ein neues Walzwerk weiter und brachte 20 Zoll hohe I-Träger heraus. Bald nach 1890 wurde die Höhe der I-Träger auf 24 Zoll gesteigert, und zwischen 15 und 20 Zoll wurde ein 18 Zoll hoher Träger eingeschaltet. Im Jahre 1896 wurden die Formeisen genormt, und für die I-Träger wurden als Höhen 8, 9, 10, 12, 15, 18, 20 und 24 Zoll festgesetzt. Um 1908 wurde wiederum die Leistung der Walzwerke gesteigert; es wurden Träger von 26, 28 und 30 Zoll Höhe hergestellt, und zu gleicher Zeit wurde eine Zwischengröße von 22 Zoll Höhe eingeführt. Um dieselbe Zeit wurden Träger von 21 und 27 Zoll Höhe auf den Markt gebracht. Unter 12 Zoll und über 18 Zoll gibt es also Träger in sehr kleinen Abstufungen, während zwischen 12 und 18 Zoll, also gerade in dem Bereich, in dem die wichtigsten Abmessungen liegen, nur eine Zwischengröße, 15 Zoll, vorhanden ist.

Die Carnegie-Stahlwerke haben nunmehr eine Reihe von neuen I-Trägern herausgebracht, die diese Lücke ausfüllen, daneben aber auch noch andere Vorteile bieten sollen. Nach einem Profilbuche „Carnegie Beam Sections" beginnt die Höhe mit 8, 9 und 10 Zoll, nimmt dann in Stufen von 2 bis 18 Zoll zu, und die vier größten Querschnitte sind 21, 24, 27 und 30 Zoll hoch. Dazwischen sind einige Querschnitte mit unrundem Zollmaß eingeschaltet, die, in metrisches Maß umgerechnet, Höhen von genau 20, 25, 30 cm usw. haben.[2]) Im ganzen hat die neue Reihe 41 Grundformen; bei gleicher Höhe und Breite wird jede dieser Formen in mehreren, meist zwei oder drei Abstufungen der Steg- und Flanschstärken geliefert, so daß die neue Reihe der Carnegie-Werke im ganzen 161 Trägerformen umfaßt. Die Gewichte gehen von 24 bis 240 Pfund für 1 Fuß (35,7 bis 357 kg/m).

Der „ehrwürdige" — wie ihn „Eng. News-Rec." vom 3. III. 1927 (s. a. American Architect vom 5. III. 1927) nennt — 15-Zoll-Träger ist in der neuen Reihe weggefallen, dafür ist die Lücke zwischen 12 und 18 Zoll durch Träger von 14 und 16 Zoll Höhe ausgefüllt. Einen 14-Zoll-Träger hat es schon früher als besonders schweres Profil gegeben, aber die neue Reihe enthält einen Leichtträger dieser Höhe, und ein Träger von 16 Zoll Höhe ist überhaupt eine Neuerung für Amerika.

Die neue Reihe ist so abgestuft, daß die Vergrößerung der Höhe immer ungefähr 15 % beträgt; so ergibt sich unter richtiger Bemessung der Stärken eine ziemlich stetige Reihe von Trägern, wenn man als ausschlaggebendes Maß die Tragfähigkeit ansieht.

Die neuen Formeisen zerfallen in zwei Gruppen: solche für Träger und solche für Säulen. Die hochstegigen, also zur Beanspruchung auf Biegung bestimmten Formen sind zum Teil Breitflanschträger; das Verhältnis zwischen Flanschbreite und Trägerhöhe bewegt sich im allgemeinen zwischen 1 : 2 und 1 : 3, geht aber in den mittleren Abmessungen schon bis auf 1 : 1,5, sogar bis auf 1 : 1,1 herunter. Die für Säulen bestimmten Eisen, die also auf Knickung beansprucht werden, haben zum Teil gleiche Abmessungen für Höhe und Flanschbreite, was dem bisherigen Gebrauch in den Vereinigten Staaten entspricht, zum Teil übertrifft sogar die Flanschbreite die Höhe. So finden wir in der Reihe Eisen von 10 Zoll Höhe bei 12 Zoll Breite, 12 Zoll Höhe und 14 Zoll Breite, endlich 14 Zoll Höhe und 15 Zoll Breite. Besonders bemerkenswert sind unter den Säulenformen drei Eisen in verschiedener Stärke mit 10 Zoll Steghöhe und drei ebensolche Eisen mit 12 Zoll Steghöhe; ihre sonstigen Abmessungen sind so abgestuft, daß man mit den 10-Zoll-Eisen als Säulen ein zwölfstöckiges Gebäude vom Keller bis zum Dachgeschoß ausstatten kann; bei einem 18stöckigen Gebäude wären die sechs unteren Geschosse mit den 12-Zoll-Eisen zu bauen. Die Anwendung der gleichen Steghöhe in übereinanderliegenden Geschossen bedeutet eine erhebliche Erleichterung für alle Anschlüsse.

[1]) 1 Zoll = 25,4 mm. Die Maße sind nachstehend in Zoll beibehalten, weil ihre Umrechnung in metrisches Maß unrunde Zahlen ergeben und das Gesetz, das ihnen zugrunde liegt, verhüllen würde.

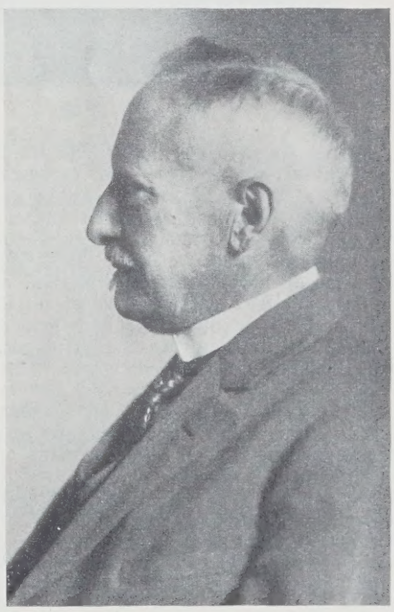
[2]) Unrunde Zollmaße, die runde metrische Maße ergeben, findet man in der amerikanischen Technik häufig; offenbar versucht man sich damit dem metrischen Maßsystem anzupassen.

Ebenso wie eine Form der deutschen Breitflanschträger haben auch die neuen amerikanischen I-Eisen Flansche mit parallelen Begrenzungsflächen; auch dadurch wird ihre Verwendung in vielen Fällen erleichtert.

Die neuen Formen sollen zunächst die alten noch nicht verdrängen, sondern beide Arten sollen nebeneinander gewalzt werden. Wkk.

Zum siebzigsten Geburtstage von M. Rudeloff. Geh. Regierungsrat Professor Dr.-Ing. ehr. Max Rudeloff, der frühere Direktor des Staatlichen Materialprüfungsamtes zu Berlin-Dahlem, vollendet am 23. Oktober 1927 in voller körperlicher und geistiger Rüstigkeit das 70. Lebensjahr.

Geboren am 23. Oktober 1857 in Hinrichshagen bei Waren (Mecklenburg-Schwerin), war er von Herbst 1874 ab zunächst als Eleve in der Maschinenbauanstalt und Schiffswerft „Hansa" in Rostock tätig und bestand 1878 die Reifeprüfung auf dem Realgymnasium zu Stralsund. Er studierte dann das Maschinenbaufach auf der Technischen Hochschule Berlin und trat 1883 als Assistent bei der Mechanisch-Technischen Versuchsanstalt zu Berlin ein. Später war er Mitarbeiter und Vorsteher der Abteilung für Metallprüfung des Staatlichen Materialprüfungsamtes Berlin-Dahlem und von 1915 ab — als Nachfolger von Martens — Direktor dieser Anstalt bis zu seinem Eintritt in den Ruhestand (1923).



Daneben war er seit 1907 außerordentlicher, seit 1922 ordentlicher Honorar-Professor an der Technischen Hochschule Berlin, außerdem von 1905 bis zum Ausbruche des großen Krieges Lehrer an der Militär-Technischen Akademie zu Charlottenburg.

Im Jahre 1908 wurde Rudeloff zum Geheimen Regierungsrat ernannt, und 1919 erhielt er von der Technischen Hochschule die Würde eines Dr.-Ing. ehr. Er ist auch Mitglied der Preußischen Akademie des Bauwesens, Mitglied des Technologischen Gewerbe-Museums in Wien und einer Reihe weiterer fachwissenschaftlicher Körperschaften im In- und Auslande.

Die großen Verdienste Rudeloffs auf dem Gebiete des Materialprüfungswesens sind in Fachkreisen so allgemein bekannt und gewürdigt, daß es sich erübrigen dürfte, sie hier im einzelnen zu erörtern. Zahlreiche wertvolle Aufsätze in den Fachblättern, viele interessante und inhaltreiche Vorträge in den Fachvereinen legen Zeugnis ab von seiner umfassenden, ersprießlichen fachwissenschaftlichen Tätigkeit; insbesondere der deutsche Eisenbau und der Eisenbetonbau verdanken ihm die material-technischen Grundlagen manchen wirtschaftlich bedeutenden Fortschrittes.

Dem hochverdienten Forscher und Lehrer bringen wir zu seinem Ehrentage auch unsere aufrichtigen Glückwünsche dar. Möge ihm noch ein langer, ungetrübter Lebensabend beschieden sein! Ls.

Eiserne Strombauten im Colorado-Strom. Bei den umfangreichen Strom- und Uferschutzbauten, die in den letzten Jahren im Palo-Verde-Tal am unteren Colorado-Strom ausgeführt wurden, ist u. a. besonders ein Verfahren bemerkenswert, nach dem eine Reihe von Buhnen und Leitdämmen errichtet wurde, deren Gerippe zufolge einer Mitteilung von S. E. Webb in Eng. News-Rec. vom 11. August 1927 aus dreieckigen eisernen Böcken besteht.

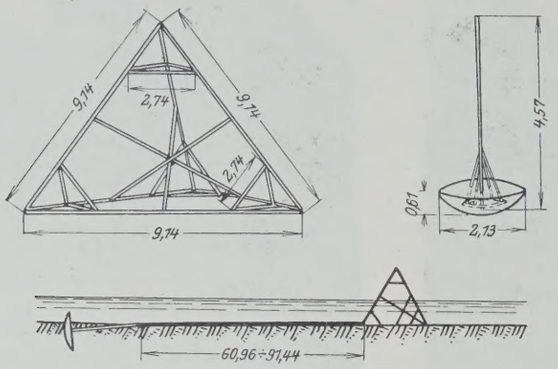


Abb. 1.

Diese haben nach Abb. 1 die Form gleichseitiger Pyramiden und sind aus etwa 9 m langen alten Eisenbahnschienen mit 1" starken Bolzen zusammengesetzt. Nahe jeder Pyramidenecke befindet sich eine Dreieckversteifung aus 2,74 m langen Schienen; drei weitere Schienen verbinden als Versteifung die Mitte je einer der drei auf dem Boden liegenden Schienen mit der Mitte der ihr gegenüberstehenden geneigten Schiene. Beim Bau eines Stichdammes werden diese Dreiböcke in etwa 10 m Abstand vom Ufer aus versetzt. Ihre Wirkung ist, da sich das Geschiebe stets sehr schnell an ihrer Stromseite absetzt, in kurzer Zeit recht beträchtlich, bei Hochwasser werden durch den angeschwemmten Sand regelrechte Barren gebildet, deren Länge bis zu 800 m stromabwärts betragen kann.

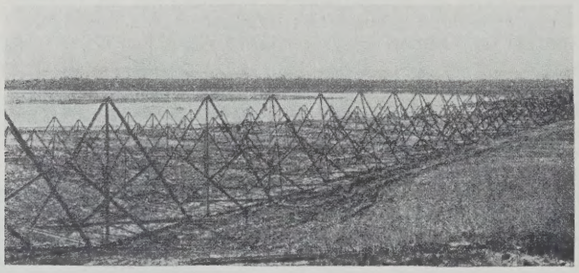


Abb. 2.

Wegen der starken Strömung und des mitgeführten Geschiebes müssen die Böcke fest verankert werden; es geschieht das möglichst durch einzöllige Taue, die an etwa 90 bis 120 m stromauf eingeschlagenen Pfosten befestigt sind. Wo das Einschlagen solcher Pfosten nicht möglich ist, muß man zu der in Abb. 1 dargestellten Verankerung greifen, die aus einer kreisrunden Betonboje von etwa 2,10 m Durchm. und einer einbetonierten, 4,50 m langen Eisenbahnschiene besteht, an der der Bock vertäut wird. Der im Jahre 1924 auf diese Weise zur Umleitung des Stromes in den Raab-Einschnitt errichtete Ehrenbergdamm ist unter besonders ungünstigen Strömungsverhältnissen in einer Hochwasserperiode vollendet worden. Ebenso kann Webb noch eine ganze Reihe weiterer solcher aus eisernen Böcken hergestellter Dämme und Buhnen anführen, die sich bei der Bekämpfung der Hochwässer des Colorado-Stroms in den Jahren 1924 bis 1927 bewährt und mit vergleichsweise geringen Mitteln die Erstellung eines widerstandsfähigen Strombauwerks ermöglicht haben. Abb. 2 zeigt den mit einem Kostenaufwande von nur 5630 $ ausgeführten Stichdamm am sogenannten Beaver-Knie, einer dem Angriff der Strömung besonders ausgesetzten Krümmung des Flußlaufes, während des Baues. Auch hier ist seither — schon nach wenigen Tagen — das Eisengerippe von Geschiebe und Senkstoffen fast bedeckt und ein neuer massiver Leitdamm gebildet worden. Ki.

Lange Schienen in den Vereinigten Staaten. In der „Bautechnik" 1927, Heft 37, war über das zunehmende Gewicht der Eisenbahnschienen in Amerika berichtet worden; nunmehr hat die amerikanische Fachpresse (so z. B. Railway Age vom 4. Juli 1927) mitzuteilen, daß man neuerdings auch mit der Länge der Schienen in Amerika weitergeht als bisher. Die Regellänge war bis vor wenigen Jahren 33 Fuß (10,06 m). Einige Eisenbahngesellschaften bemühten sich bei Vergebung ihrer Schienenlieferungen, Längen von 39 Fuß (11,89 m), ja sogar von 45 Fuß (13,72 m) zu erreichen, doch scheiterte dies daran, daß die Walzwerke für diese Längen einen Preiszuschlag forderten, den die Eisenbahngesellschaften nicht bezahlen wollten. Vor drei Jahren endlich gelang es der Southern Pacific-Eisenbahn, einen Auftrag auf 131 000 t Schienen mit der Bedingung unterzubringen, daß die Schienen in Längen von 39 Fuß (11,89 m) geliefert würden, ohne daß ein Aufpreis zu zahlen war. Hier lag der erste Fall vor, bei dem eine umfangreiche Lieferung in größerer Länge als 33 Fuß (10,06 m) vergeben wurde. Nachdem einmal ein Walzwerk einen solchen Auftrag zur Ausführung angenommen hatte, mußten die anderen folgen, und 39 Fuß ist jetzt die Regellänge für Schienen in den Vereinigten Staaten geworden.

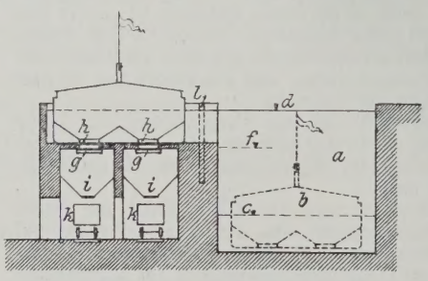
Eine lange Schiene hat zwar den Nachteil, daß sie unhandlich ist, daß sie namentlich auf einer mehrgleisigen Strecke nicht geschwenkt werden kann, ohne den Zugverkehr im Nachbargleis zu gefährden. Man muß also darauf verzichten, die Schienen, wie es in Deutschland üblich ist, mit dem Walzzeichen nach innen zu verlegen, sondern sie in der Richtung einbauen, in der sie an die Verwendungstelle gebracht werden. (Ob das Verlegen mit dem Walzzeichen nach innen in den Vereinigten Staaten auch üblich ist, ist hier nicht bekannt). Die langen Schienen werden aber um so unhandlicher, als mit der Verlängerung im allgemeinen auch eine Vergrößerung des Querschnitts Hand in Hand geht, die Schienen also in höherem Verhältnis an Gewicht zunehmen, als es der Verlängerung allein entspricht. Bei einer 10 m langen Schiene von 40 bis 45 kg Metergewicht ist es noch möglich, eine genügende Anzahl von Leuten anzustellen, um die Schiene mit den üblichen Zangen aufzuheben und fortzutragen; bei 12 m langen Schienen, von denen 1 m, wie es heute in den Vereinigten Staaten üblich ist, 55 bis 65 kg wiegt, ist das nicht mehr tunlich, und man muß daher auf der Strecke mit mechanisch angetriebenen Hebezeugen arbeiten. Die Neigung, dies zu tun, besteht schon seit einiger Zeit, und erst die Einführung mechanischer Vorrichtungen beim Gleisbau hat die Einführung schwerer, langer Schienen möglich gemacht; bei weiterem Fortschreiten in Gewicht und Länge der Schienen müssen anderseits diese Vorrichtungen vergrößert und verstärkt werden, und es wird sich wohl hier ein ähnlicher Wettstreit ergeben wie zwischen der Tragfähigkeit des Gleises und der ihm zugemuteten Belastung, von denen auch immer eins das andere steigert.

Ein erheblicher Vorteil der langen Schienen ist natürlich die Verringerung der Zahl der Stöße, die bei aller Sorgfalt in Entwurf und Ausführung immer schwache Punkte im Gleis bleiben und daher die Gleisunterhaltung schwer belasten. Eine Verminderung der Zahl der Stöße im Verhältnis 33 : 39, also um $^1/_6$ bis $^1/_7$, fällt bei der großen Länge, die Gleise immer haben, schwer ins Gewicht, wobei man in bezug auf die Kosten sich nicht auf die Unterhaltung beschränken darf, sondern auch die Kosten für Anschaffung der Verbindungsteile und für das Anbringen in Rechnung setzen muß. Daß die größere Länge der Schienen Schwierigkeiten in bezug auf die Wärmebewegungen haben könnte, ist ein Standpunkt, der wohl jetzt mehr und mehr verlassen wird. Kommt man doch jetzt sogar darauf zu, längere Strecken von Eisenbahngleisen durch Verschweißen der Stöße zu bilden, ein Verfahren, das man bis vor kurzem bekanntlich nur für die in das Pflaster eingebetteten Straßenbahngleise zuließ. Wkk.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Anlage zum Entleeren eines mit Schüttgut beladenen Schiffes. (Kl. 81 c, Nr. 402 243 vom 23. 6. 1922 von Max Goldstein in Aschaffenburg.) — Bei der Anlage wird das mit Massengut beladene Schiff unmittelbar über die Eisenbahnwagen gebracht, und die Entleerung geschieht rasch und selbsttätig durch die am Schiffsboden befindlichen Auslässe hindurch in den Aufnahmebehälter. Das in die Schleusenkammer *a* eingefahrene Schiff *b* wird von der Höhe *c* auf die erforderliche Höhe *d* hochgeschleust, dann in die seitliche Schleusenkammer *e* eingeschoben, wo das Schiff durch Ablassen des Wassers bis zur Höhe *f* abgesetzt wird. Die Bodenöffnungen *g* in der Schleusenkammer *e* und die Öffnungen *h* können im Trockenen geöffnet werden, wobei das Gut in die Speicher *i* und Eisenbahnwagen *k* nach unten abfließt. Nach Entleerung werden die Öffnungen *g* und *h* wieder geschlossen und der Wasserspiegel von Höhe *f* so lange erhöht, bis das leere Schiff für die Rückfahrt frei schwimmt. Hat die Schleusenkammer *a* starken Durchgangsverkehr, so wird zwischen die Kammern *a* und *e* ein beweglicher Verschlußkörper *l* eingebaut. Ist die Anlage in Verbindung mit einem Kanal, so kommt ein Hochschleusen des Schiffes nicht in Frage. Das Schiff wird aus dem Kanal in die Schleusenkammer *e* eingeschoben, und dann folgen die oben geschilderten Vorgänge.



INHALT: Umbau der Dragebrücke bei Kreuz. — Die Erneuerung der eisernen Überbauten der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel. — Versuche über den zulässigen Lochleibungsdruck von Nietverbindungen. — Der Einkauf von Rostschutzfarben. — Beitrag zur Berechnung gekrümmter Träger. — Vermischtes: Erneuerung der großen Bahnhofshallen Schlesischer Bahnhof, Alexanderplatz und die Instandsetzung der kleinen Bahnhofshallen Bahnhof Börse, Zoologischer Garten und Lehrter Stadtbahnhof. — Umbau einer alten eisernen Brücke in eine Eisenbetonbrücke. — Tabelle der reduzierten Nietflächen für den Eisenhochbau. — Neuzeitlicher Riesenbau in Eisenfachwerk. — I-Träger in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. — Zum siebzigsten Geburtstage von M. Rudeloff. — Eiserne Strombauten im Colorado-Strom. — Lange Schienen in den Vereinigten Staaten. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Lasküs, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 28. Oktober 1927 Heft 47

Alle Rechte vorbehalten.

Über Tiefsenkungen des Grundwasserspiegels.

Von Regierungsbaumeister a. D. **Willy Sichardt,** Oberingenieur der Siemens-Bauunion, Berlin.

Die bei Ausführung einer Grundwasserabsenkung zu überwindenden Schwierigkeiten hängen, abgesehen von den Bodenverhältnissen, hauptsächlich von der zu erreichenden Gründungstiefe unter dem vorhandenen Grundwasserspiegel ab. Hiernach bestimmt sich die zu verlangende Absenkungstiefe, die wiederum unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse die Ausbildung der Absenkungsanlage im einzelnen, die Konstruktion und Anzahl der Brunnen, die Anordnung und Aufstellung der Pumpen, die Größenbemessung und Führung der Sauge- und Abflußleitungen beeinflußt. Die fortschreitende Entwicklung im Grundbau erfordert die Erreichung größerer Gründungstiefen unter dem natürlichen Grundwasserspiegel immer häufiger, und die Leistungsfähigkeit des Grundwasserabsenkungsverfahrens hinsichtlich der Erzielung tiefer Absenkungen ist in vielen Fällen, nämlich dann, wenn die geo-hydrologischen Verhältnisse für die Anwendung des Absenkungsverfahrens geeignet sind, von maßgebendem Einfluß auf die Lösung der Gründungsaufgabe. Nachfolgend sollen die bei Tiefsenkungen des Grundwasserspiegels auftretenden Schwierigkeiten und ältere und neuere Mittel zu deren Überwindung besprochen werden.

I. Bisher erreichte Tiefsenkungen.

Unter Tiefsenkungen sind hierbei solche Absenkungen verstanden, bei denen mindestens drei Brunnenstaffeln, d. h. drei Brunnengruppen, deren Saugeleitungen nach der Tiefe gestaffelt sind, zur Anwendung kamen, bezw. bei denen eine Absenkungstiefe von mindestens 8 m erreicht wurde. Die wichtigsten Absenkungen dieser Art sind in der umstehenden Zusammenstellung (S. 684) verglichen worden.

Die Bodenverhältnisse, unter denen die in der Aufstellung enthaltenen Tiefsenkungen zur Durchführung kamen, sind sehr mannigfaltig; sie umfassen von den feinen, tonigen Sanden der Küste alle Abstufungen hinsichtlich der Korngröße und Durchlässigkeit bis zum groben Kies im Mittel- und Oberlauf der Flußtäler (Spree bei Berlin, Mur bei Gratwein).

Sehr verschieden sind auch die Abmessungen der trockengelegten Flächen, sie bewegen sich zwischen 60 und 48 000 m². Da der Wasserandrang verhältnismäßig wenig wächst, wenn die trockenzulegende Grundfläche vergrößert wird, so nehmen die relativen Kosten einer Tiefsenkung mit wachsender Grundfläche stark ab. Die Tiefsenkung für eine kleine Baugrube erfordert demgemäß zwecks Gewährleistung einer möglichst guten Wirtschaftlichkeit besondere Aufmerksamkeit.

Hinsichtlich der erreichten Absenkungstiefe stehen die Absenkungen für die Seeschleusen in Emden und Brunsbüttelkoog an der Spitze. Die Überwindung größerer Absenkungstiefen ist möglich. Daß bisher nicht noch weit größere Absenkungen, als in Emden und Brunsbüttelkoog, im Tiefbau vorgekommen sind, hat seinen Hauptgrund darin, daß eine entsprechende Tiefgründung in geeignetem Untergrunde noch nicht verlangt wurde. Der Druckluftgründung ist die Gründung mittels Grundwasserabsenkung hinsichtlich Erreichung großer Gründungstiefen zum mindesten ebenbürtig.

Die zu fördernde Wassermenge war bei der Absenkung in Södertälje bei weitem am größten. Neben der unmittelbaren Nähe eines Meerarmes und der ansehnlichen Größe der trockenzulegenden Baugrube war es die sehr beträchtliche Durchlässigkeit des Untergrundes, die den Wasserandrang so vergrößerte. Im Verhältnis zur erreichten Absenkungstiefe von 16 m war der Wasserandrang bei der Grundwasserabsenkung für die Schachtbauten der Matador-Bergbaugesellschaft m. b. H. bei Senftenberg-Lausitz sehr klein. Wie später gezeigt werden wird, lagen aber gerade bei dieser Anlage besondere Schwierigkeiten vor, deren Überwindung besondere Maßnahmen erforderte.

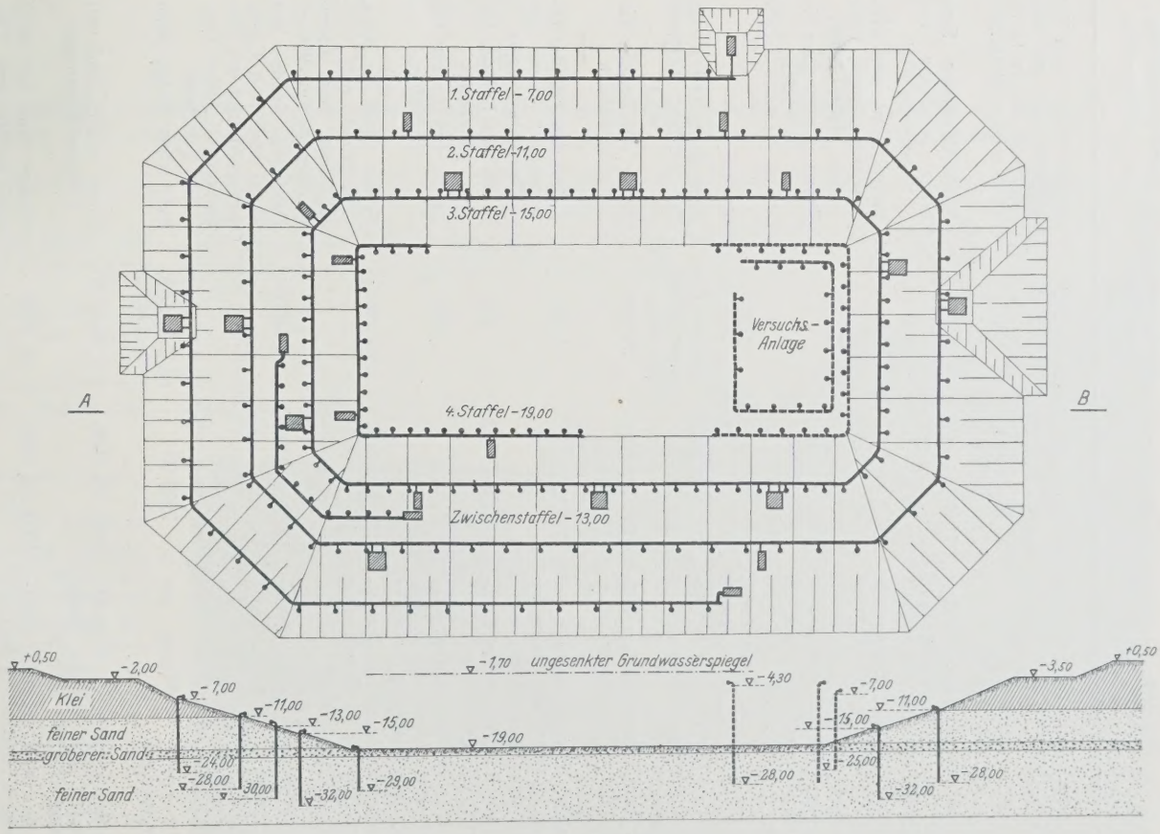
II. Bisherige Mittel zur Erzielung tiefer Absenkungen.

A. Die vollkommene Staffelsenkung.

Die Erreichung tiefer Absenkungen des Grundwasserspiegels geschah bisher in der Mehrzahl der Fälle mit Hilfe der „Staffelsenkung". Die Absenkung geschieht hierbei stufenförmig durch Anordnung einer entsprechenden Anzahl von Brunnengruppen oder „Staffeln", deren jede durch eine gemeinsame Saugleitung mit einem oder mehreren Pumpensätzen auf gleicher Höhe verbunden ist. Da mit einer Staffel praktisch eine Absenkung von 3 bis 5 m erreicht werden kann, so betragen entsprechend die Absenkungsstufen bezw. die Höhenunterschiede zwischen benachbarten Staffelsaugeleitungen ebenfalls 3 bis 5 m.

In Abb. 1 ist als Beispiel einer solchen Staffelsenkung die Grundwasserabsenkungsanlage für den Bau des Außenhauptes der Neuen Emder Seeschleuse dargestellt.[1]) Entsprechend den Neigungen der Baugrubenböschungen verringert sich die von den einzelnen Staffeln umschlossene

[1]) Vergl. auch W. Kyrieleis, Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten. Berlin 1913. Verlag von Julius Springer.



Schnitt *A—B.*

Abb. 1. Beispiel einer Staffelsenkung: Die Grundwasserabsenkungsanlage für den Bau des Außenhauptes der Neuen Emder Seeschleuse. (Die Druck- und Abflußleitungen sind der besseren Übersicht wegen fortgelassen.)

Zusammenstellung ausgeführter Tiefsenkungen des Grundwasserspiegels.[1])

Lfd. Nr.	Baustelle	Baujahr	Größe der trockengelegten, nutzbaren Grundfläche m²	Zusammensetzung des Untergrundes	Größter Wasserandrang l/Sek.	Größte erreichte Absenkungstiefe m	Ausbildung der Absenkungsanlage	Bauleitung (Auftraggeber)
1	Emden: Neue Emder Seeschleuse (Außenhaupt)	1908/09	rd. 5000	Feiner Sand, zum Teil gröberer und mit Kies vermischt, unter 11 bis 12 m starker Kleischicht	420	19,00	Offene Haltung und 6 Staffeln (auf — 4,30, — 7,0, — 11,0, — 13,0, — 15,0 und — 18,0) mit 234 Brunnen von 150 mm ∅ und Kiesschüttung, 24 Betriebspumpensätze mit 250 mm Rohranschluß, 11 Reservepumpensätze	Preußische Regierung. (Im Eigenbetrieb.)
2	Brunsbüttelkoog: Neue Schleuse am Nordseekanal (Doppelschleuse)	1910 bis 1912	48 000	Wasserführender Sand unter sandigem und festerem Klei	610	20,00	Zwei Staffeln in größere Tiefe eingebaut[2])	Kaiserliches Kanalbauamt, Kiel. (Im Eigenbetrieb.)
3	Holtenau: Neue Schleuse des Nordostseekanals (Doppelschleuse)	1910 bis 1912	2 × 8000 = 16000	Lehm, Sand- und Kiesschichten (Mergel, unter dem Mergel Sand)	850	22,00	Zusammen 5 Staffeln, 181 Brunnen, 20 Pumpensätze[3])	Kaiserliches Kanalbauamt, Kiel. (Im Eigenbetrieb.)
4	Berlin: Untergrundbahntunnel unter der Spree an der Inselbrücke	1910 bis 1913		Sande des Berliner Urstromtales		Ab Spreespiegel	Tiefbrunnen mit Mammutpumpen. Im I. Bauabschnitt 30 Tiefbrunnen mit Mammutpumpen, im II. Bauabschnitt 30 normale, 10 m lange Brunnen, 26 Tiefbrunnen mit Mammutpumpen	Siemens & Halske A.-G., Elektrische Bahnabteilung
	I. Bauabschnitt		930		380	11,00		
	II. Bauabschnitt		800		300	11,00		
5	Berlin: Fundierung der Erweiterungsbauten auf der Museumsinsel	1911 bis 1913	gesamte Baugrube 16 000; Tiefsenkung 5000	Sand (zum Teil kiesig) des Berliner Urstromtales	950	15,00	Eine Staffel für die gesamte Baugrube, dazu weitere fünf Staffeln für die Tiefsenkung	Bauleitung der Staatlichen Museen, Berlin
6	Berlin: Umbau d. Untergrundbahnhofs Wittenbergplatz	1911 bis 1912	24 000	Sande des Berliner Urstromtales	—	9,50	3 Staffeln	Gesellschaft für elektrische Hoch- u. Untergrundbahnen, Berlin
7	Berlin: Untergrundbahntunnel unter der Spree an der Jannowitzbrücke	1914	1 900	Sande des Berliner Urstromtales, Sand mit Toneinlagerungen	663	10,80	111 Brunnen. Anlage in sich gestaffelt	A. E. G.-Schnellbahngesellschaft
8	Berlin: Landwehrkanal, Kreuzung Hallesches Tor	1915 bis 1922	400	Sande des Berliner Urstromtales	—	9,50	3 Staffeln. Anlage in sich gestaffelt	Nordsüdbahn A.-G., Berlin
9	Berlin: Untergrundbahntunnel unter d. Spree an d. Weidendammerbrücke. Los VI	1914	950	Sande des Berliner Urstromtales	—	10,15	3 Staffeln und Mammutpumpen zur Verstärkung der Tiefsenkung	Stadt Berlin (Nordsüdbahn A.-G., Berlin)
10	Wesermünde: Neue Doppelschleuse für die Erweiterung des Fischereihafens	1921 bis 1924	14 000	Feiner Sand bis Kies, Untergrund mit Tonschichten, stark eisen- und säurehaltiges Wasser	209	17,60	Offene Wasserhaltung und 3 Staffeln. Gesamteinbau: 167 Brunnen, 1500 m Saugeleitung, 750 m Druckleitung, 350 m Sammelleitung, 14 Pumpensätze	Preußische Regierung
11	Södertälje (Schweden): Neue Schleuse	1921 bis 1922	rd. 4000	Diluviale Sande mit Kies, stark mit Geröll vermischt und mit Einlagerungen feiner toniger Sande	2 100	Unterhaupt 12,80 Oberhaupt 11,90	3 Staffeln mit 101 Brunnen von 290 mm ∅ und 33 Pumpensätze	Schwedische Regierung
12	Antwerpen: Schleuse am Kruisschans	1922/23	rd. 2 × 8500 = 17 000	Sehr feiner toniger Sand	68	16,0 bei Flut, davon 13,0 m mit offener Haltung	2 getrennte Anlagen mit zusammen 34 + 42 = 76 Brunnen und 4 Pumpensätze (offene Wasserhaltung und eine Staffel)	Belgische Regierung
13	Senftenberg/L.: Schachtbauten der Matador Bergbaugesellschaft m. b. H.	1923 bis 1926	2 × 30 = 60	Feine tertiäre Sande mit Letteneinlagerungen	60	16,00	Schacht I 4 Staffeln, Schacht II Tiefbrunnen als Sickerfilter betrieben	„Matador" Bergbaugesellschaft m. b. H., Senftenberg
14	Gratwein/Steierm.: Gründung d. Krafthauses der Leykam-Josefstal Aktiengesellschaft	1924 bis 1925	rd. 1000	Grober Sand mit Kies und Geröll und Einlagerungen feinen tonigen Sandes	500	9,30	3 Brunnenstaffeln und offene Wasserhaltung, 45 Brunnen von 150 mm ∅ und 279 mm ∅, 7 Pumpensätze	Leykam-Josefstal A.-G., Wien
15	Berlin: Umbau und Erweiterung der Staatsoper Unter den Linden	1926 bis 1927	1 800	Berliner Urstromtal. Mittelfeiner bis grober Sand, nach der Tiefe zu in Kies übergehend	650	12,00	3 Staffeln und Tiefbrunnen mit elektrisch betriebenen Tiefbrunnenpumpen	Preußisches Finanzministerium
16	Berlin: Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln, Landwehrkanalkreuzung. (Los XV)	1926/27	500	Sande des Berliner Urstromtales (mit Tonschichten)	—	Grundwasserspiegel 8,0 m, Kanalwasserspiegel 9,0 m	3 Staffeln (mit Anwendung der Staffelung in sich), 15 einstaffelige Brunnen, 70 zweistaffelige Brunnen, 60 dreistaffelige Brunnen	Nordsüdbahn A.-G., Berlin

[1]) Ausführende waren für Nr. 4 die Untergrundbahnbaugesellschaft Berlin, für Nr. 5 bis 9 und 11 die Siemens & Halske A.-G., Elektrische Bahnabteilung (Siemens-Bauunion), für alle übrigen Nummern die Siemens-Bauunion.

[2]) Die Erdarbeiten im Klei konnten bis zu einer beträchtlichen Tiefe ohne Wasserhaltung durchgeführt werden, ohne daß ein Durchbrechen des artesischen Grundwassers eintrat.

[3]) Vorstaffel + 14,0: 18 Brunnen, 2 Pumpstellen; I. Staffel + 12,0: 33 Brunnen, 3 Pumpstellen; II. Staffel + 8,0: 29 Brunnen, 3 Pumpstellen; III. Staffel + 4,0: 26 Brunnen, 3 Pumpstellen;

Grundfläche nach der Tiefe zu. Hiermit verbunden ist zwar für die höher gelegenen Staffeln ein Mehrverbrauch an Gerät und Maschinen, anderseits wird durch die der Gestalt der Absenkungsfläche angepaßte Verjüngung der Staffeln die Absenkung erleichtert und beschleunigt. Bleiben alle Staffeln bis Bauende eingebaut, so ist hiermit der höchste Grad der Betriebssicherheit verbunden, da bei Versagen einer Staffel sofort die nächst höher gelegene in Betrieb gehen kann. Auch der Rückbau der Anlage bei Wiederansteigen des Grundwasserspiegels nach Beendigung der eigentlichen Bauarbeiten geht bei dieser vollkommenen Ausbildung der Staffelsenkungsanlage sicher und bequem vor sich.

Die Vorzüge der Staffelsenkung lassen sich wie folgt zusammenfassen:

1. hohe Betriebssicherheit, da beim Versagen einer Staffel die nächst höher gelegene das weitere Ansteigen des Grundwasserspiegels verhindert;
2. leichte Betriebsüberwachung, da eine größere Anzahl Brunnen an eine Pumpstelle angeschlossen und die Pumpstellen verschiedener Staffeln benachbart angeordnet werden können.

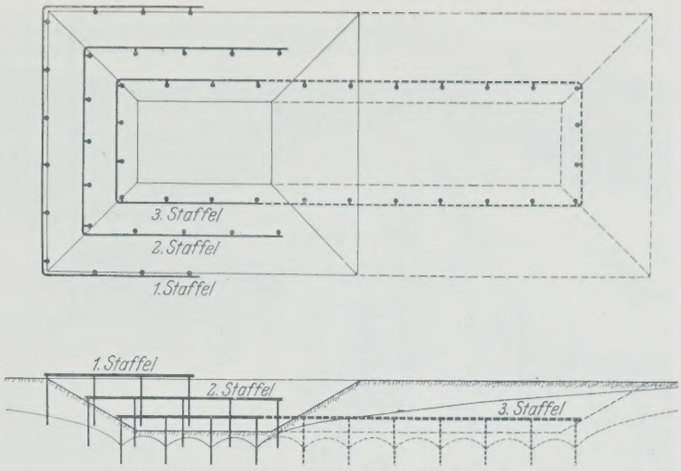


Abb. 2. Trockenlegen einer Baugrube mittels eingeschränkter Staffelsenkung mit unvollkommenem Ausbau der höher gelegenen Staffeln.

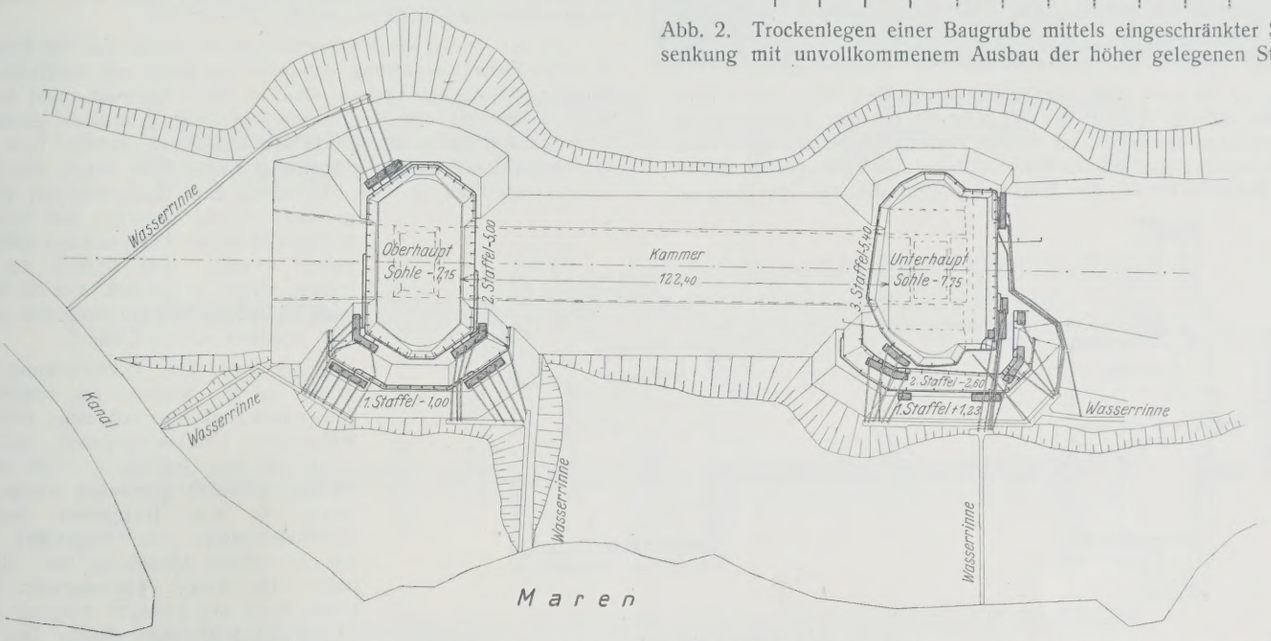


Abb. 3. Beispiel der eingeschränkten Staffelsenkung mit unvollkommenem Ausbau der höher gelegenen Staffeln: Grundriß der beim Bau der neuen Schleuse in Södertälje (Schweden) in den Baugruben der beiden Schleusenhäupter zur Anwendung gekommenen Absenkungsanlage.

Als Nachteile der Staffelsenkung sind zu nennen:

1. umfangreiche Bohrarbeiten wegen des Übereinandergreifens der verschiedenen Staffeln;
2. Beschränkung des Bauplatzes durch die Pumpstellen, die Sauge- und Druckleitungen;
3. großer Aufwand an Maschinen und Geräten, der mit der Anzahl der Staffeln steigt.

B. Vereinfachungen und Verbesserungen der Staffelsenkung.

Die Nachteile, die sich bei der vollkommenen Staffelsenkung bemerkbar machen, gaben Veranlassung zu Abänderungen und Verbesserungen [2]), die auf eine Einschränkung des Geräteaufwandes und des Umfanges der Ein- und Ausbauarbeiten hinauslaufen. Diese Abweichungen von der vollkommenen Staffelsenkung können wie folgt eingeteilt werden:

a) eingeschränkte Staffelsenkung mit unvollkommenem Ausbau der höher gelegenen Staffeln;
b) Staffelsenkung in Verbindung mit offener Wasserhaltung;

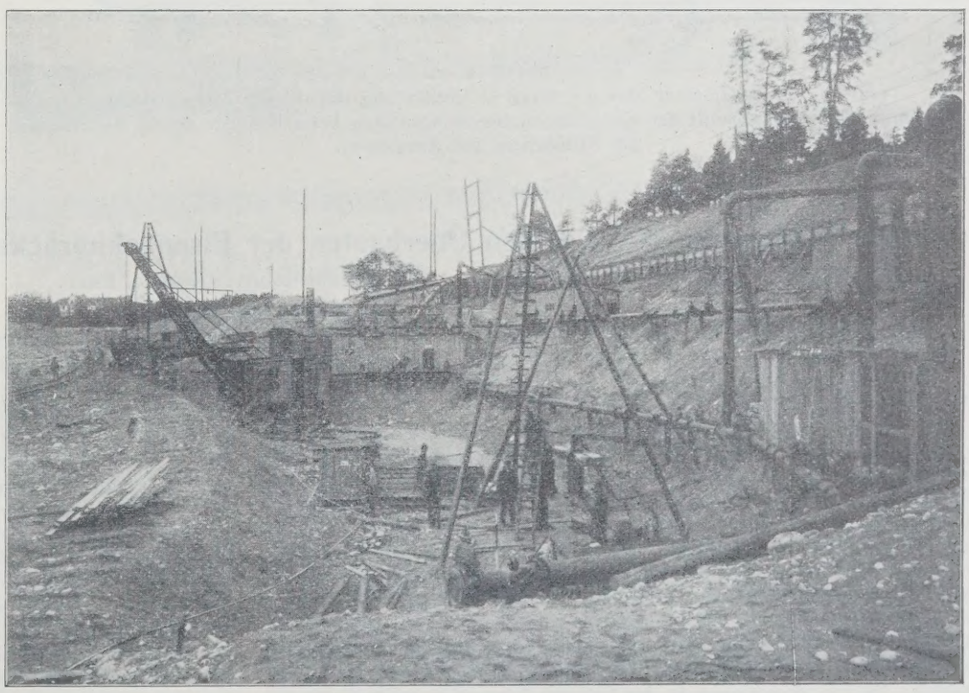


Abb. 4. Blick in die Baugrube des Unterhauptes der neuen Schleuse Södertälje (Schweden). Unter dem Schutze der nur teilweise ausgebauten 1. und 2. Staffel schafft der Löffelbagger Platz zum Einbau der untersten 3. Staffel, die als Ringstaffel ausgebildet wurde.

[2]) W. Sichardt, Fortschritte des Grundwasserabsenkungsverfahrens usw. Der Bauingenieur 1923.

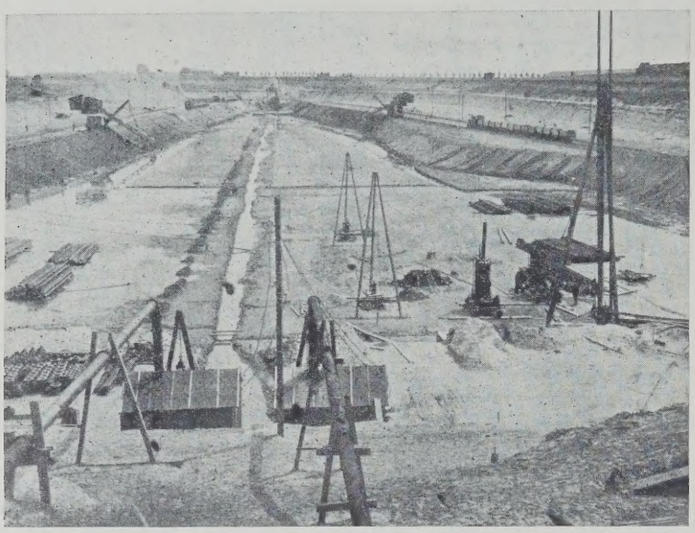
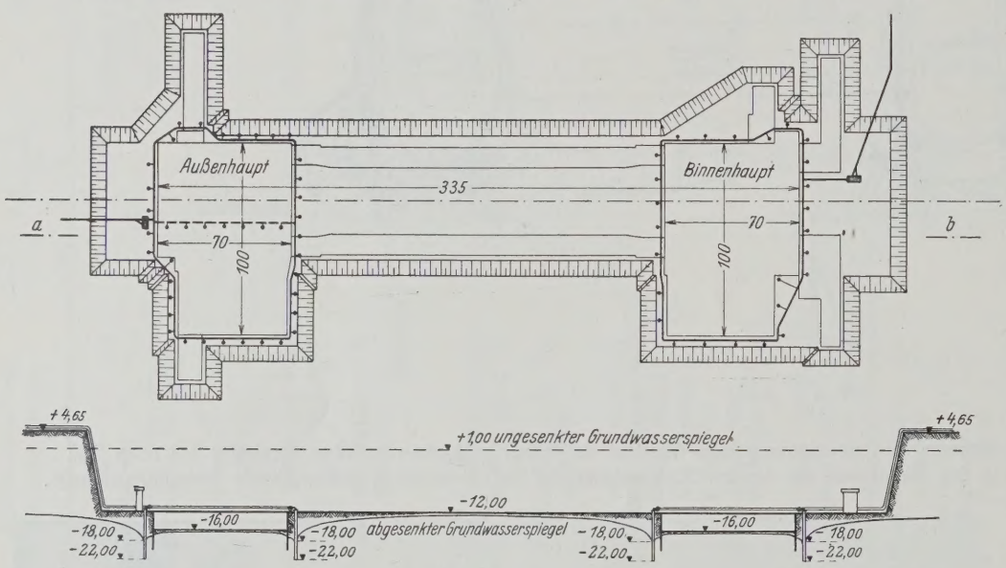


Abb. 5. Beispiel einer Staffelsenkung in Verbindung mit offener Wasserhaltung: Aushub der Baugrube für die neue Seeschleuse am Kruisschans bei Antwerpen mittels zweier Eimerkettenbagger unter dem Schutze einer offenen Wasserhaltung. Im Vordergrunde Beginn der Bohrarbeiten für den Einbau der Ringstaffel des Unterhauptes.



Schnitt *a—b*.

Abb. 6. Beispiel einer Staffelsenkung in Verbindung mit offener Wasserhaltung: Grundriß und Längenschnitt der Grundwasserabsenkungsanlage beim Bau der neuen Seeschleuse am Kruisschans bei Antwerpen.

c) Staffelung in der Längsrichtung, auch mit Heberschaltung;
d) Staffelung in sich.

Je nach den durch die Zusammensetzung des Baugrundes, die Gestalt der trockenzulegenden Grundfläche, den Bauvorgang und die in Betracht kommenden Absenkungstiefen gegebenen örtlichen Verhältnisse kommen ferner Verbindungen der genannten Maßnahmen in Betracht.

Zu a) In Abb. 2 ist die eingeschränkte Staffelsenkung mit unvollkommenem Ausbau der höher gelegenen Staffeln gezeigt. Der Bodenaushub eilt im linken Teil der Baugrube dem übrigen Bodenaushub voraus. Die I. und II. Staffel werden nur hier eingebaut. Nach Inbetriebnahme der Staffel III wird der Bodenaushub nach rechts hin unter gleichzeitiger Verlängerung des bereits fertigen Stückes der III. Staffel fortgesetzt und beendet.

Beispiel: Bei der Grundwasserabsenkung für die neue Schleuse in Södertälje[3]) wurden in beiden Häuptern nur die untersten Staffeln voll als Ringstaffeln ausgebaut, während die oberen Staffeln (I. und II. des Unterhauptes und I. des Oberhauptes) nur auf der dem Maren (Verbindungsarm zwischen Ostsee und Mälarsee) zu gelegenen Baugrubenseite ausgebildet wurden (Abb. 3 u. 4).

Zu b) Zeigen die Bodenschichten im oberen Teil der Baugrube eine derartige Zusammensetzung, daß steile, nur wenig zum Ausfließen neigende Böschungen möglich sind, so kann — wenn Gebäude nicht in der Nähe sind — zunächst mit offener Wasserhaltung gearbeitet werden. Unter dem Schutze dieser offenen Haltung werden in größerer Tiefe eine oder mehrere Brunnenstaffeln eingebaut. Diese Tiefe hängt von der Bodenzusammensetzung ab. Der Übergang zum Brunnenbetrieb wird so angeordnet werden müssen, daß Schichten mit fließsandähnlichen Eigenschaften völlig trockengelegt werden. Der Betrieb der Brunnenstaffeln bringt es mit sich, daß die Böschungen auch im oberen Teil der Baugrube austrocknen und standfest werden (Abb. 7).

Beispiel: Die Trockenlegung der Baugrube für die Schleuse am Kruisschans bei Antwerpen[4]) ging so vor sich, daß vom gewöhnlichen Grundwasserstand auf Ordinate + 1,0 ab bis Ordinate — 12,00 mit offener Haltung (Abb. 6) gearbeitet wurde. Sodann wurde in den Baugruben der beiden Schleusenhäupter eine Ringstaffel eingebaut, die die weitere Absenkung bis — 16,00 übernahm. Die nötige Voraussetzung, tonhaltiger feiner Sand mit geringer Neigung zum Ausfließen, war in dem oberen Teil der Baugrube vorhanden (Abb. 5 u. 6).

(Fortsetzung folgt.)

[3]) W. Sichardt, Fortschritte des Grundwasserabsenkungsverfahrens, dargestellt an neueren Ausführungen. Der Bauingenieur 1923.

[4]) L. Bonnet, Equisement par tubes filtrants de la fouille de la nouvelle écluse maritime du Kruisschans à Anvers. La Technique des Travaux, Lüttich 1925.

Die Erneuerung der eisernen Überbauten der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat **Krabbe**, Essen.

(Schluß aus Heft 46.)

Der Montagevorgang ist schematisch in Abb. 15a bis i dargestellt. Wie bereits erwähnt, müssen die beiden rechtseitigen Hauptöffnungen III und IV von Gerüstteilen frei bleiben; während der Wintermonate dürfen Gerüste in den Öffnungen überhaupt nicht stehen.

Noch im Herbst 1926 wurde stromabwärts neben der alten Brücke ein Montagegerüst für den Überbau der Öffnung I hergestellt nebst Verschiebebahnen in der Achse der Pfeiler; auf dem Gerüst wurde der Überbau für Öffnung I montiert, ausgerüstet und auf seine Verschiebebahnen abgesetzt, wo er zunächst als Träger auf zwei Stützen wirkend, den Winter über stehen blieb. Das Gerüst wurde Anfang Dezember entfernt (Abb. 15a u. b sowie Abb. 16 u. 17). Mitte März 1927 wurde ein Montagegerüst nebst Verschiebebahnen neben der alten Brücke stromabwärts in Öffnung II errichtet. Das Montagegerüst erhielt zwei Durchlässe, die aber nicht der Schiffahrt, sondern dem späteren Unterbringen von Schiffen zum Einschwimmen der Überbauten für Öffnung III und IV dienen, die auf dem Gerüst in der Öffnung II montiert werden. Dieses Gerüst ist daher in doppelter Breite hergestellt, um gleichzeitig zwei Überbauten montieren zu können. Stromaufwärts ist gleichzeitig in Öffnung I und II ein Abbruchgerüst für die alten Überbauten nebst Verschiebebahnen in den Pfeilerachsen errichtet. Nach dem Zusammennieten des Überbaues für Öffnung II wurde dieser ausgerüstet und auf seine Verschiebebahnen abgesetzt. Die Überbauten der Öffnungen I und II standen nun in einer Achse, jedoch einzeln auf ihren Verschiebebahnen als Träger auf zwei Stützen gelagert und dementsprechend durchgebogen. Zum Zwecke ihrer Verbindung zu einem kontinuierlichen Träger wurden nun die Enden der Hauptträger über dem Landpfeiler und über Pfeiler II um je 254 mm angehoben, so daß die Endpfosten über Pfeiler I parallel standen; in diesem Zustande wurden die Träger auf ihre Verschiebewagen gesetzt, wobei alle acht Verschiebewagen selbstredend gleich belastet waren. In dieser Lage wurden die Obergurte zwischen den Endpfosten über Pfeiler I (Abb. 9) vernietet und die Druckstücke in den Untergurten (Abb. 10) zum Anliegen gebracht. Die Verschiebewagen blieben hierbei gleich belastet; aus diesem Grunde wurden die nunmehr zu einem kontinuierlichen Träger verbundenen Überbauten auch in dieser Lage mit angehobenen Enden eingeschoben, um eine Überlastung der mittleren Verschiebewagen zu vermeiden. Die inzwischen vorgenommene Umgestaltung der Pfeiler zur Aufnahme der neuen Brücke stellt Abb. 18 dar. Die alten Lager sind zunächst unter entsprechender Aussteifung der

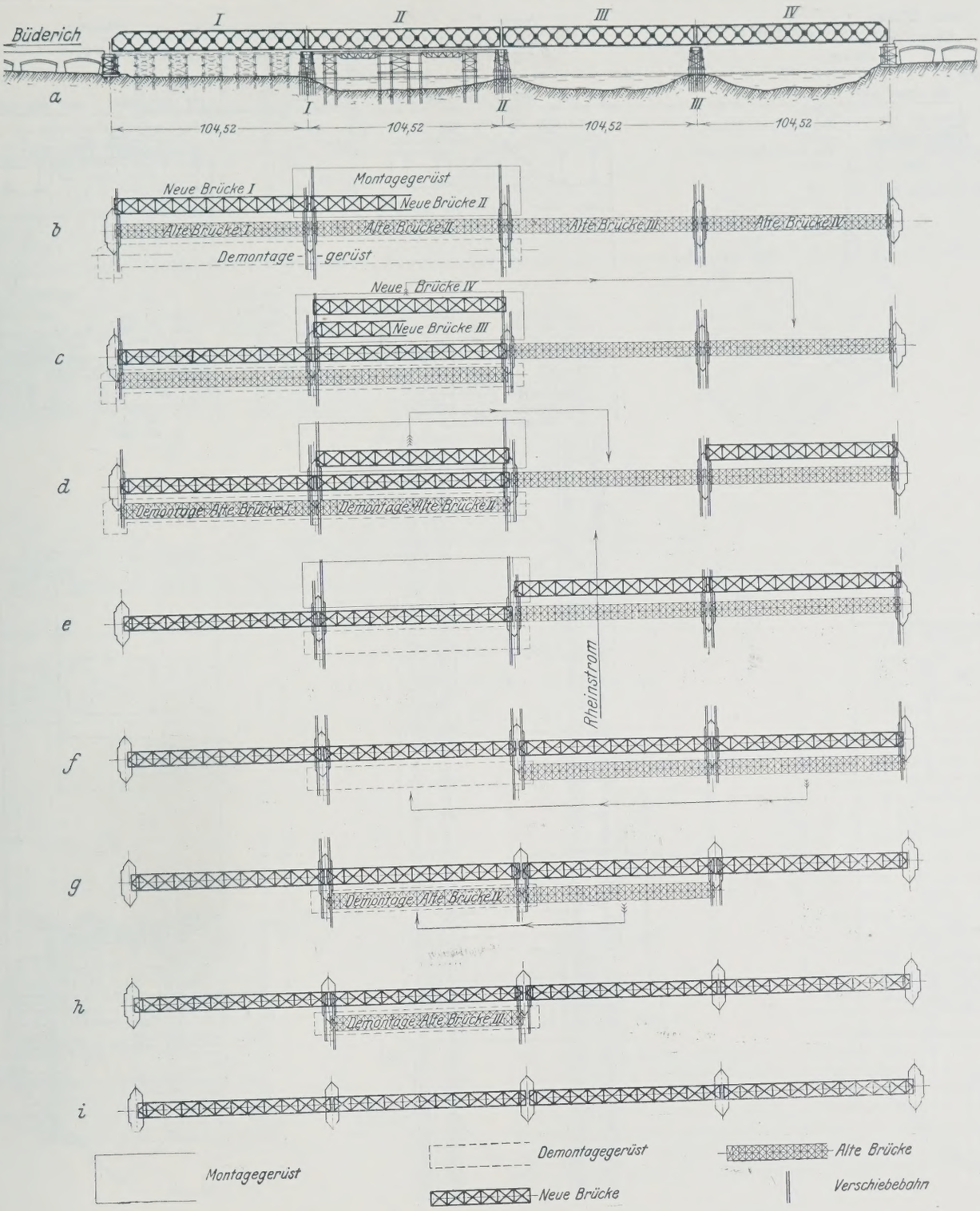


Abb. 15. Montagevorgang.

alten Überbauten bis hart an die Pfeilerkante in die punktierte Lage verschoben und die Verschiebebahnen auf den alten Pfeilern soweit als möglich schon hergestellt. Zwischen den so verschobenen alten Lagern sind die Auflagerquadern für die neue Brücke hergestellt und ihre Auflagerkörper darauf verlegt.

Für den soweit vorbereiteten Auswechslungsvorgang selber ist die Strecke Wesel—Büderich vom 20. 7, 23 Uhr bis 23. 7., 5 Uhr für jeglichen Verkehr gesperrt worden; die Güterzüge wurden umgeleitet und die Personen von Wesel nach Büderich mit Kraftwagen über die etwa 1400 m oberhalb liegende Rheinbabenbrücke befördert. Am 20. 7., 23 Uhr wurde demgemäß damit begonnen, die alten Überbauten zwecks Unterbringens der Verschiebewagen um etwa 1 m anzuheben, die Reste der Verschiebebahnen unter den alten Auflagern herzustellen, die alten Überbauten auf ihre Verschiebewagen zu setzen, die mit denen der neuen Brücke gekuppelt wurden. Diese Arbeiten waren am 21. 7., 14 Uhr beendet; nach Beseitigung einiger unerwarteter Hindernisse wurde dann $14^1/_2$ Uhr mit dem Verschieben selbst begonnen. Die alten und neuen Überbauten im Gesamtgewicht von rd. 3500 t einschließlich Oberbaues wurden mit sechs auf den alten Überbauten montierten Handwinden gleichzeitig bewegt mit einer Geschwindigkeit von etwa 40 mm/Min., so daß der gesamte Verschiebeweg von etwa 12 m in $5^1/_2$ Std., d. h. bis 20 Uhr, zurückgelegt wurde. Der Vorgang ist in Abb. 19 dargestellt. In der Frühe des 22. 7. wurden dann die verschobenen neuen Überbauten ausgerichtet, zum Zwecke des Herausziehens der Verschiebewagen leicht angehoben, und dann um etwa 1 m an den Enden, 0,75 m über dem Pfeiler I abgesenkt und auf ihre Auflager gebracht. Diese, bei den erheblichen Lasten und dem dadurch bedingten hohen Wasserdruck von 350 bis 400 at infolge mehrfachen Aussetzens der Pumpen und des Hubverlustes infolge Zusammenpressens der hohen Holzstapel sehr zeitraubende Arbeit war $23^1/_2$ Uhr beendet, so daß während des Restes der Nacht die Gleisanschlüsse an den Enden hergestellt und der Zugverkehr mit dem ersten planmäßigen Zuge am 23. 7. wiederaufgenommen werden konnte. Bemerkt sei noch, daß die

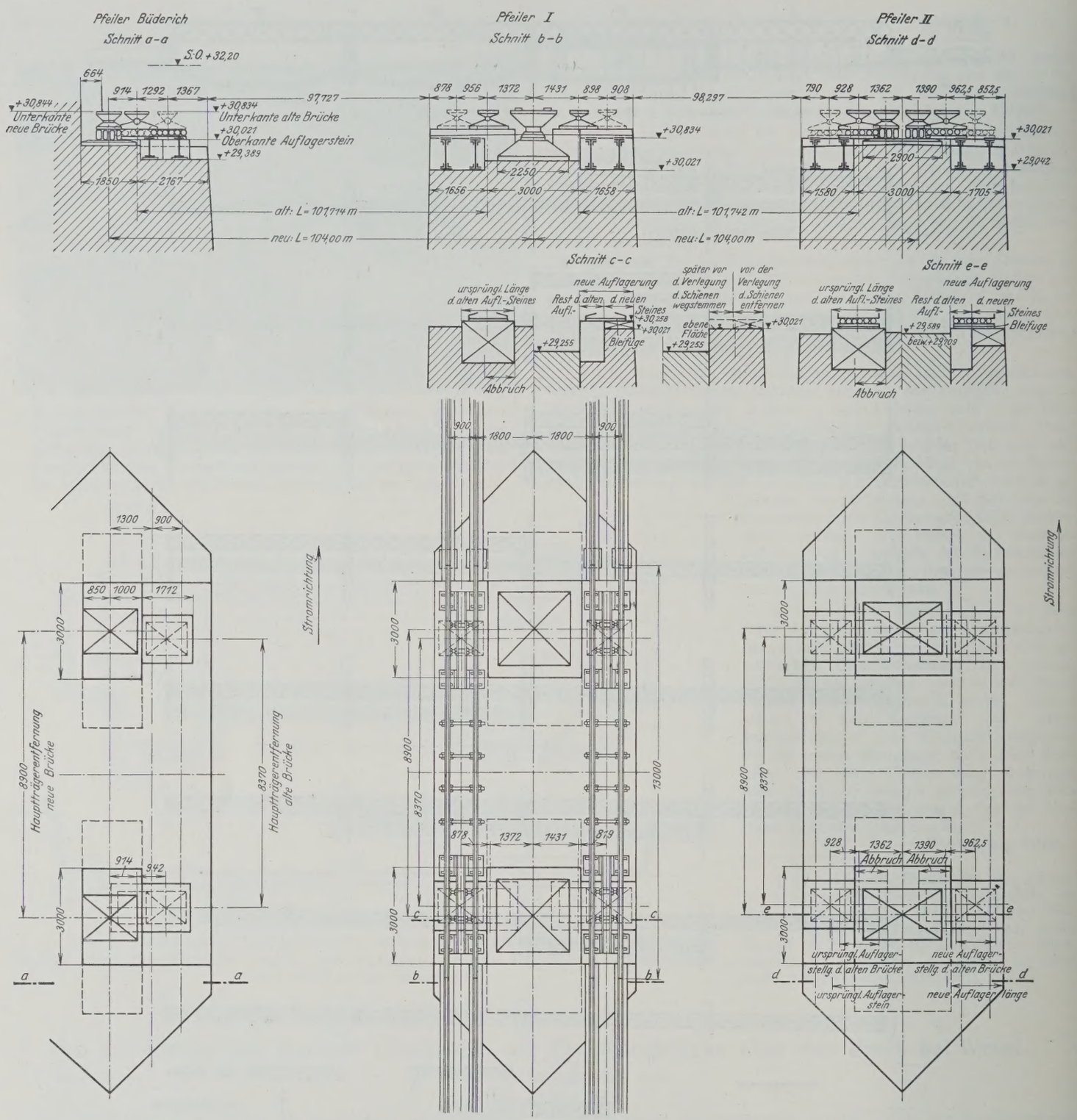


Abb. 18. Umgestaltung der Pfeiler zur Aufnahme der neuen Brücke.

Verschiebewagen der neuen Überbauten, insgesamt acht achträdrige Wagen, mit 33 t je Rad, die Verschiebewagen der alten Brücke, insgesamt acht vierrädrige Wagen, mit 43 t je Rad belastet waren. Irgendwelche Schwierigkeiten infolge dieser hohen Belastung haben sich nicht ergeben.

Bis hierhin ist die Arbeit bei Abfassung dieser Abhandlung glücklich gediehen. Der weitere Vorgang ist der, daß nun der Überbau für Öffnung IV neben der Montagestelle für den Überbau II und gleichzeitig mit diesem auf dem verbreiterten Gerüst der Öffnung II montiert wird (Abb. 15c), und dann mittels vier besonders ausgerüsteter Schiffe ausgeschwommen und auf seine Verschiebebahnen in der Achse der Pfeiler III und IV gesetzt wird. An der nach Verschieben der Überbauten I und II freigewordenen Montagestelle des Überbaues II wird nun der Überbau der Öffnung III montiert, und in gleicher Weise mit Schiffen auf die Verschiebebahnen der Pfeiler II und III gebracht. Die Ausrüstung der Schiffe ist in Abb. 20 dargestellt.

Die alten Überbauten der Öffnungen I und II werden inzwischen auf den Abbruchgerüsten in Öffnung I und II zerschnitten und auf Schiffe verladen, um verschrottet zu werden.

Die Verbindung der Überbauten der Öffnungen III und IV zu einem kontinuierlichen Träger und ihre Auswechslung gegen die alten Überbauten geschieht dann in derselben Weise wie bei den Überbauten der Öffnungen I und II. Von ihren Verschiebebahnen oberhalb der Pfeiler werden die alten Überbauten dann nacheinander, wiederum mit Schiffen, auf das Abbruchgerüst in der Öffnung II gefahren und hier zerschnitten.

Die Arbeiten sollen noch in diesem Jahre beendet werden. Die Gesamtkosten betragen rd. 2,9 Mill. R.-M. Die Herstellung und Montage der eisernen Überbauten ist der Gutehoffnungshütte in Oberhausen und der Firma Aug. Klönne in Dortmund gemeinsam übertragen, die Umgestaltung der Pfeiler der Firma Züblin in Duisburg. Die Gesamtleitung liegt in den Händen des Verfassers; die örtliche Leitung versah anfangs der Reichsbahnrat Daub, später der Reichsbahnrat Ehrenberg.

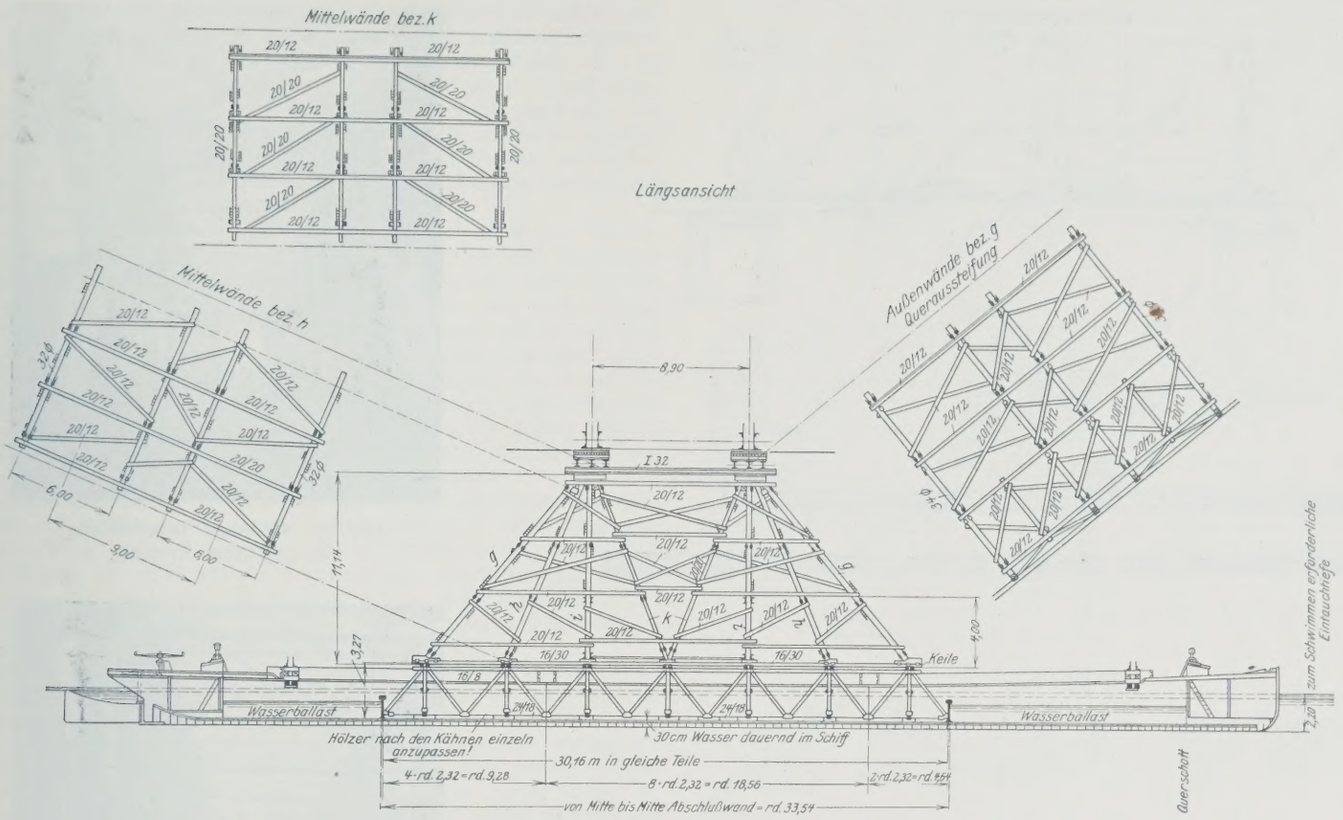
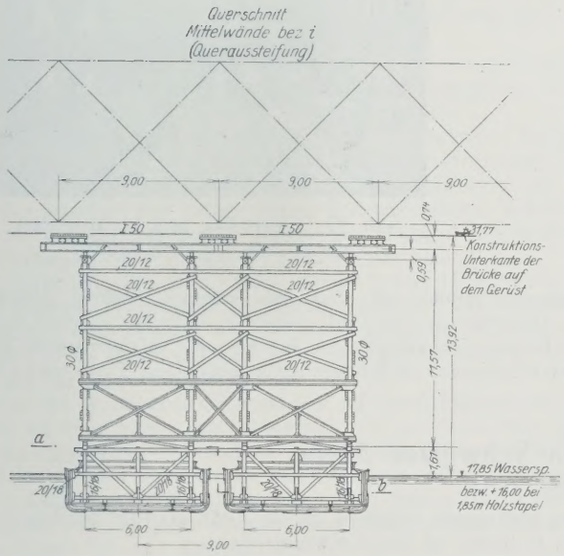
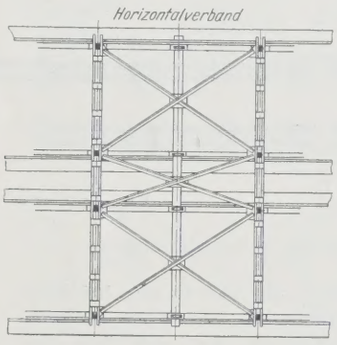


Abb. 20. Ausrüstung der Verschiebeschiffe.

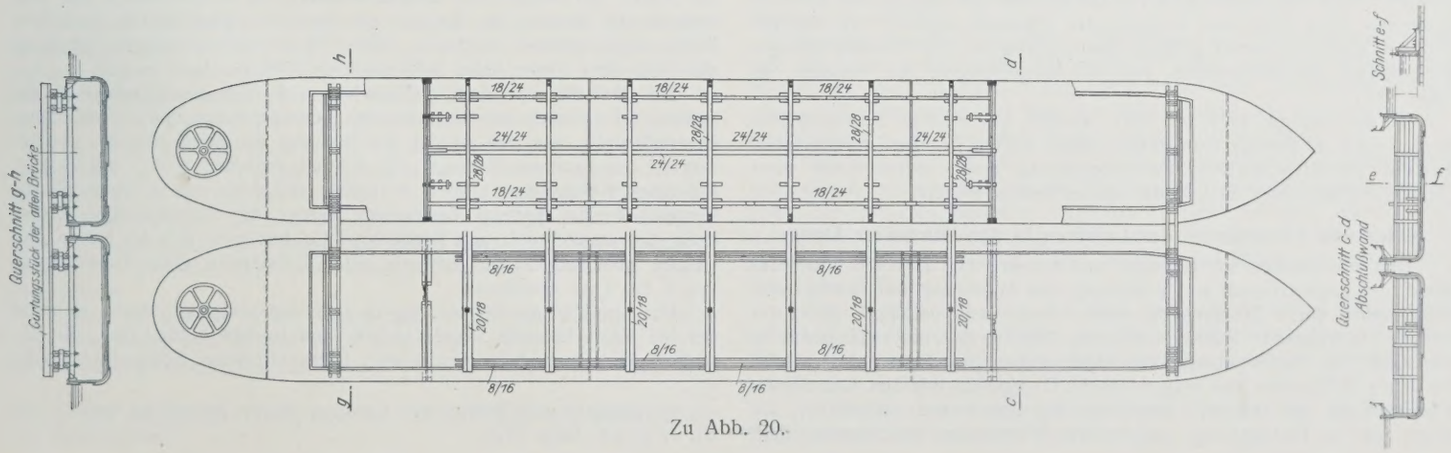


Zu Abb. 20.



Zu Abb. 20.

Rückblick Die außerordentlich günstige Raumwirkung des gewählten Systems infolge des Fortfalls von in der Durchsicht sehr störenden senkrechten Stäben zeigt Abb. 21, den Gegensatz zum verwirrenden Gitterwerk und den Querversteifungen der alten Brücke zeigt Abb. 22; vergl. hierzu auch die Abb. 16, die die neue Brücke, noch auf ihren Verschiebebahnen ruhend, neben der alten darstellt. Es kommt hier das Streben der neuzeitlichen Brückenbaukunst nach einer in klarer statischer Wirkungsweise begründeten Schönheit ganz besonders zur Geltung. Das in ruhigen Linien rhythmisch verlaufende Netzwerk des Systems paßt sich der flachen rheinischen Landschaft vorzüglich an. Bezüglich der Entwicklung des Rheinbrückenbaues sei dabei auf die Ausführungen des Reichsbahnrats Tils in der „Bautechnik" 1926, Heft 26 verwiesen; seiner lehrreichen Zusammenstellung am Schlusse der Abhandlung füge ich als zurzeit letztes Glied das Bild der Weseler Brücke zu, und es ergibt sich nun ein gewissermaßen geschlossener Kreislauf der Entwicklung. Auch



Zu Abb. 20.

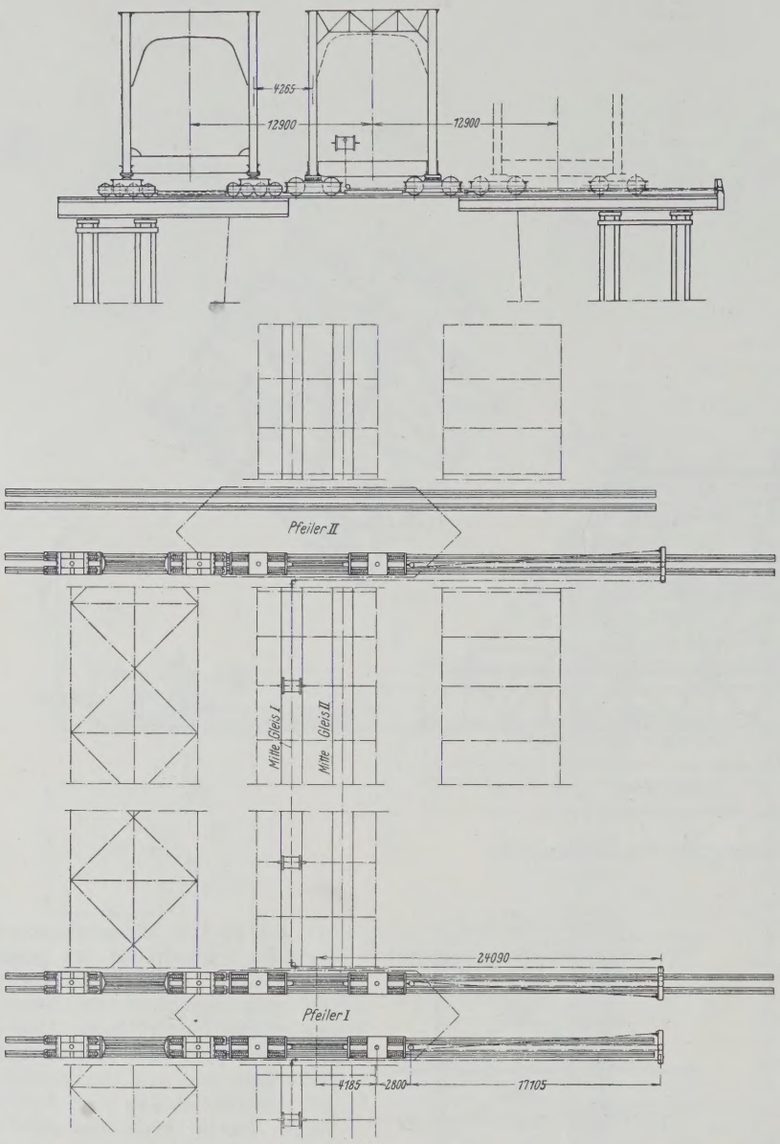


Abb. 19. Darstellung des Verschiebevorgangs.

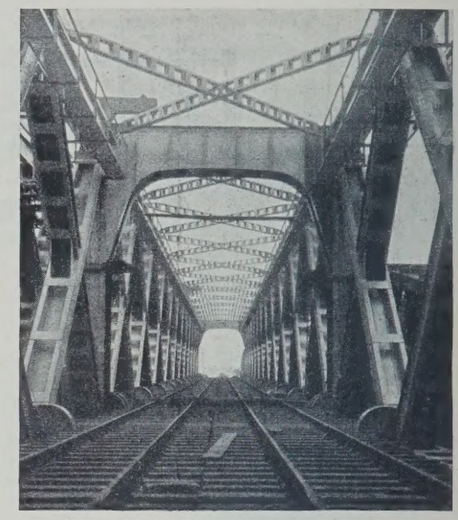


Abb. 21. Günstige Raumwirkung des gewählten Systems.

Abb. 22. Gegensatz zum verwirrenden Gitterwerk der alten Brücke.

die erste Eisenbahnbrücke über den Rhein, die alte Brücke bei Köln, zeigte bereits ein Netzwerk sich kreuzender Schrägstäbe, wobei die senkrechten Pfosten lediglich der Aussteifung dienen; auch sie zeigte über zwei Öffnungen geführte kontinuierliche Träger, und auch sie zeigte in den Gurtungen gerade und ohne jede störende Stufung gefällig verlaufende Trägerformen; ihr Bild, jedoch in statischer Klarheit und ohne störendes Beiwerk, ist in der Weseler Brücke unter Nutzbarmachung der über 50jährigen Erfahrungen im Brückenbau in abgeklärter Form neu erstanden.

Alle Rechte vorbehalten.

Über Lawinenverbauungen in den Schweizer Alpen.

Von Dr. sc. techn. **E. Wiesmann,** Zürich.

Am 23. Dezember 1919 richteten Lawinenstürze am Dorfberg und dem mehr südlich gelegenen Schiawang bei Davos großen Schaden an, wobei sechs Menschenleben vernichtet wurden. Die beiden Abbruchgebiete liegen westnordwestlich von Davos-Dorf; sie sind, in der Luftlinie gemessen, etwa 2 km vom Zentrum der Ortschaft entfernt. An den genannten Stellen kommen größere Lawinengänge in etwa hundertjährigen periodischen Wiederholungen vor, so beispielsweise die vorletzte im Jahre 1817.

In den Jahren 1920 bis 1924 wurden interessante Schutzarbeiten großen Stils im Betrage von nahezu einer Million Franken durchgeführt, an die die schweizerische Bundesregierung einen Beitrag von rund 560 000 Franken oder $59^1/_2\,\%$ der Gesamtkosten leistete.

Natur und Vorkommen der Lawinen in den Schweizer Alpen.

Den wirksamsten Schutz gegen den Abbruch von Lawinen bildet der Wald, der zugleich auch zur Verhütung und Milderung von Hochwasserkatastrophen durch Zähmung der wilden Bergwasser beiträgt. Mitte des vorigen Jahrhunderts hatten Kahlschlag, Waldweide und mißbräuchliche Ausübung der Nebennutzung die Alpenweiden dem Ruin nahegebracht. Im Jahre 1876 wurde das eidgenössische Forstgesetz erlassen und dessen Überwachung der eidgen. Inspektion für Forstwesen unterstellt, die heute auf eine fünfzigjährige segensreiche Wirksamkeit zurückblicken darf. Eine ihrer wichtigsten Aufgaben ist die Aufforstung der Alpengebiete, vor allem in bezug auf den Lawinenschutz.

Das Vorkommen der Lawinen, ihre Ausdehnung, ihre Häufigkeit sowie Abriß- und Sturzgebiete mußten studiert und aufgenommen und eine fortlaufende Statistik mit Angabe der erstellten Schutzbauten und ihrer Wirksamkeit geführt werden[1]). Nach diesen Aufzeichnungen fahren in den Schweizer Alpen jedes Jahr ungefähr 9400 Lawinen zu Tal.

Das Material, aus dem die Lawinen sich bilden und anhäufen, der Schnee, ist je nach der herrschenden Lufttemperatur von verschiedener Beschaffenheit, von der wieder die Bildung, die Form und die Art des Sturzes der Lawinen abhängt. Es schneit zwischen $+4°$ und $-11°$. Bei tiefen Kältegraden schneit es selten und dann nur in feinen Nadelkriställchen; bei höherer Temperatur werden die Schneeflocken größer; denn die angeschmolzenen Schneekristalle berühren sich im Fallen und hängen aneinander. Sie können unter Umständen einen Durchmesser von 3 bis 4 cm erreichen.

Der großflockige Schnee lagert sich und setzt sich rasch, während der bei Kälte fallende Schnee pulvrig und trocken bleibt, viel Luft einschließt und demzufolge leicht ist. Dieser trockene Schnee wird vom

[1]) „Statistik und Verbau der Lawinen in den Schweizer Alpen" von Dr. J. Coaz. Bern 1910.

Winde leicht erfaßt. Starke Winde fegen ihn von erhöhten Punkten weg und führen ihn in die nächsten Vertiefungen. Die so angehäuften Schneemassen, in den Alpen „Schnee Gwehten“ genannt, bilden oft 5 bis 10 m hohe Schneelagen, die manchmal im Sommer lange liegenbleiben. Schnee, der durchnäßt und nachher zusammengefroren ist, nennt man Firn.

Auf schwach geneigter schiefer Ebene, wo eine Bewegung des Schnees kaum wahrgenommen werden kann, drückt er an die über die Bodenoberfläche ragenden Gegenstände, namentlich auf Felsblöcke, auf hölzerne Zäune, Trockenmauern, Gebüsche und Bäume.

Je günstiger sich die Verhältnisse für die Bewegung des Schnees gestalten, desto größer wird sie, bis sie endlich in ein eigentliches Rutschen, in einen Schneeschlipf übergeht. Wenn solche Schneeschlipfe eine größere Ausdehnung annehmen, so gehen sie über in Lawinen.

Fällt eine größere Masse feinkörniger, trockener Schnee auf eine steile, waldlose Gebirgswand, so gerät sie in sich selbst, wie eine Schicht Sand, in Bewegung und reißt die übrigen Schneemassen, die sie auf dem Wege findet, mit sich fort. Die schweren Schneeteile bewegen sich mehr oder weniger am Boden in die Tiefe, während die feinen Schneekriställchen in Form einer Schneewolke in die Luft hinaustreiben und wie Staub sich allmählich in der Gegend niedersetzen.

Durch diese fallende Schneewolke wird die Luft sehr stark zusammengepreßt und strömt als Orkan der Lawine voraus zu Tale und richtet auf dem Wege großen Schaden an; ganze Waldungen unterliegen dann seiner Wucht, oft selbst auf große Entfernungen an gegenüberliegender Bergseite. Die Zerstörung, die durch die Schneemasse selbst angerichtet wird, ist im Vergleich zu derjenigen des erzeugten Luftstromes unbedeutend.

Solche Lawinen nennt man Staublawinen. Sie brechen meist während des Schneefalles los, solange seine lockere Beschaffenheit erhalten bleibt.

Schneit es bei warmer Witterung, so ist der Schnee naß, massig und schwer und haftet am Boden. Größere Massen solch frischgefallenen Schnees rutschen leicht ab. Beim Abgleiten bleibt dieser Schnee als Lawine massig beisammen, er zerstäubt nicht, übt keinen starken Luftdruck aus; er wirft sich als Schneestrom zu Tale, bald mehr rutschend, bald mehr sich ballend, im ersteren Fall Steine, Rasen, Holz usw. mit sich fortreißend. Seine Schnelligkeit ist infolge der starken Reibung weit geringer als diejenige der Staublawine und seine Wirkung eine räumlich beschränktere.

Diese Lawinen heißen Grundlawinen, weil sie gewöhnlich vom Grund weg abrutschen; sie werden oft auch als Schlaglawinen bezeichnet, wodurch die Art ihrer Wirkung zum Ausdruck kommt.

Die außer der Beschaffenheit des Schnees liegenden Bedingungen, unter denen sich Lawinen bilden, sind allgemein genommen folgende: geologische Formation, Steilheit des Hanges, Schichtung, ob Schichtköpfe oder Schichtflächen zutage treten, Bodenbedeckung, wie Steine und Felsblöcke und die Vegetation: Graswuchs, niedriges Gesträuch, Kruppwald, Hochwald, der den besten Lawinenschutz bildet.

Zur Erhaltung des Hochwaldes wurden schon in alter Zeit gewisse günstig gelegene Waldflächen als Schutzwald erklärt, wo die Holznutzung eingeschränkt oder verboten war (Bannwaldungen). Die eidgen. Forstinspektion ist im Besitz der Abschriften von 322 Bannbriefen, wovon der älteste auf das Jahr 1535 zurückgeht.

Wenn die abstürzende Schneemasse auf einem Plateau oder in einer Talsohle zur Ruhe kommt, so hat sie sich zum Lawinenkegel gelagert. Die darin enthaltenen Gegenstände, Steine, Erde, Holz usw., treten beim Abschmelzen immer mehr an die Oberfläche, so daß von Schnee nichts mehr zu sehen ist und das Abschmelzen unter diesem schützenden Mantel nur langsam von sich geht, weshalb manche Lawinenkegel bis spät in den Sommer hinein erhalten bleiben.

Lawinenschutz.

Die älteren Schutzmittel bezwecken eine Ablenkung der Schneemasse (dazu gehören auch die Schutzbauten von Verkehrswegen gegen Schneewehen.[2]) Zum Schutz von Gebäuden werden gegen die bedrohte Seite keilförmige Mauerwerkskörper erstellt, die oft bis zur First reichen, und Spaltecken genannt werden, die den Schneestrom seitlich ablenken.

Die neueren Schutzmittel, der Verbau von Lawinen, sollen das Losbrechen der Lawinen in dem zu schützenden Gebiet verhindern. Dabei wird so verfahren, daß man auf der Oberfläche des Berghanges Widerstände anbringt, die sich wie Zähne in die Schneemassen verfangen, wodurch der Abbruch von Lawinen verhindert wird. Erst eine entwickelte Technik hat uns die Möglichkeit verschafft, derartige Bauten im großen auszuführen.

Schon in früherer Zeit kamen zum genannten Zwecke einzeln Terrassen, Wälle und Gräben zur Anwendung. Letztere bilden an sich ein wirksames Mittel gegen Lawinenabbruch. Sie kommen aber gewisser Nachteile wegen heute selten zur Anwendung. Die Gräben füllen sich mit Schutt und müssen periodisch gereinigt werden, die Böschungen brechen leicht nach, auch bilden sie eine Gefahr für Großvieh.

Terrassierungen werden heute nur in Verbindung mit Holz und Mauerwerk erstellt.

Aus Holz werden ausgeführt: Pfahlreihen und Schneebrücken. Die bei der Lawinenverbauung angewandten Typen, einschließlich der aus Mauerwerk, sind in Abb. 1 dargestellt. Sie sind entnommen aus der Denkschrift über Plan und Bau der Albula-Bahn, wie sie seinerzeit bei der Verbauung auf Muot bei Bergün angewendet wurden.

Holzwerke wurden unterhalb der Vegetationsgrenze in Verbindung mit Aufforstung verwendet, damit sie später nicht erneuert werden müssen. Über der Vegetationsgrenze sollen nur Steinwerke Platz finden. Zur richtigen Schneedruckverteilung werden die Pfahlreihen (Verpfählungen) in die Höhenlinien gestellt. Der Abstand der Pfähle ist etwa 60 cm, ihre Höhe 0,90 bis 1 m.

Die Schneebrücken dienen dazu, an felsigen, steilen Hängen und in tief eingeschnittenen Klüften, wo Pfähle nicht anwendbar sind, den Schnee festzuhalten. Sie bilden gewissermaßen künstliche Terrassen, die mit Traghölzern belegt sind.

Die Verbaue aus Mauerwerk (Abb. 1) werden in der Regel in Trockenmauerwerk erstellt.

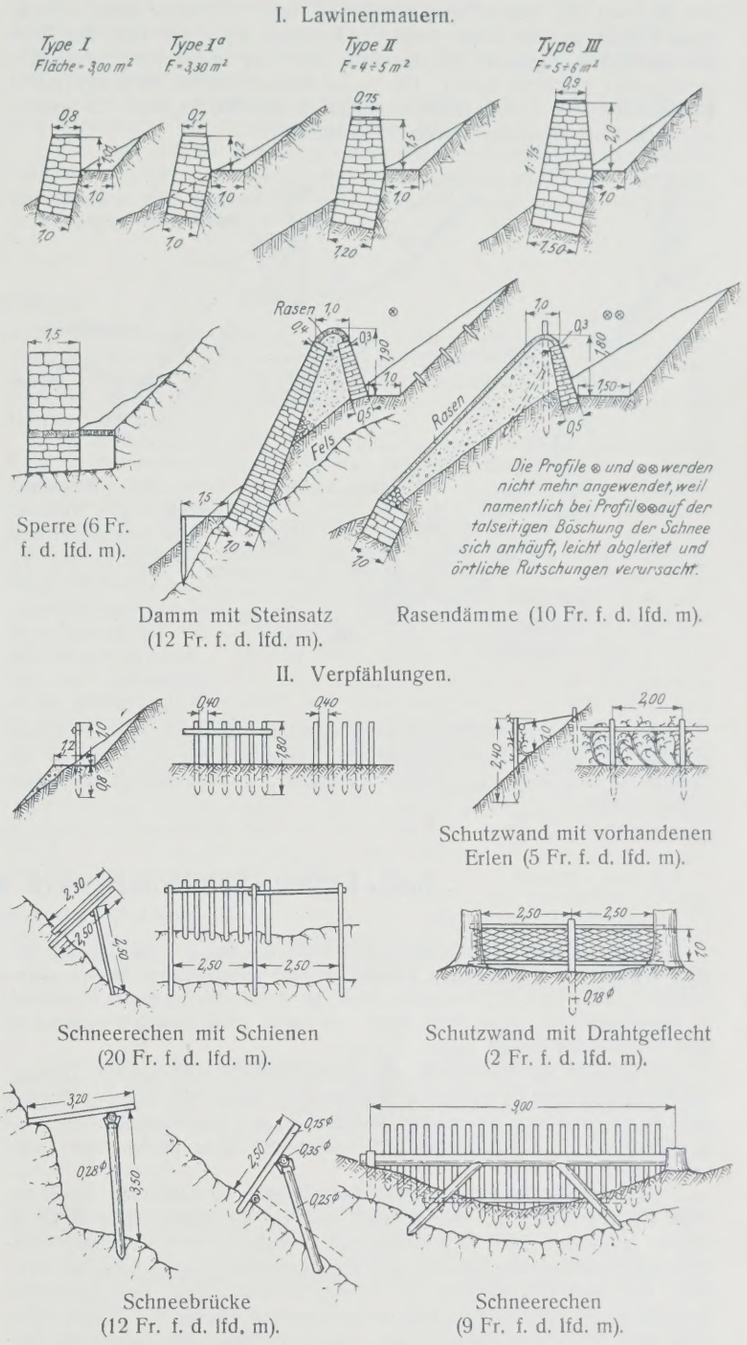


Abb. 1. Typen von Lawinenverbauungen bei der Rhätischen Bahn.

[2]) „Die Bautechnik“ 1927, Heft 14. „Neues über den Schneeschutz des Bahnkörpers.“

Wer auf der Albula-Bahn von Filisur nach St. Moritz fährt, erblickt nach Bergün, auf der linken Seite der Bahnlinie oben am Hang des Muot die zahlreichen Verbaue, die die Bahn seit ihrer Herstellung gegen Lawinengefahr geschützt haben. Die ganze Anlage umfaßte 1903 ein Gebiet von 55,6 ha. Die Kosten stellten sich auf rd. 300 000 Franken. Es kostete demnach 1 m² verbauter Fläche 55 Centimes.

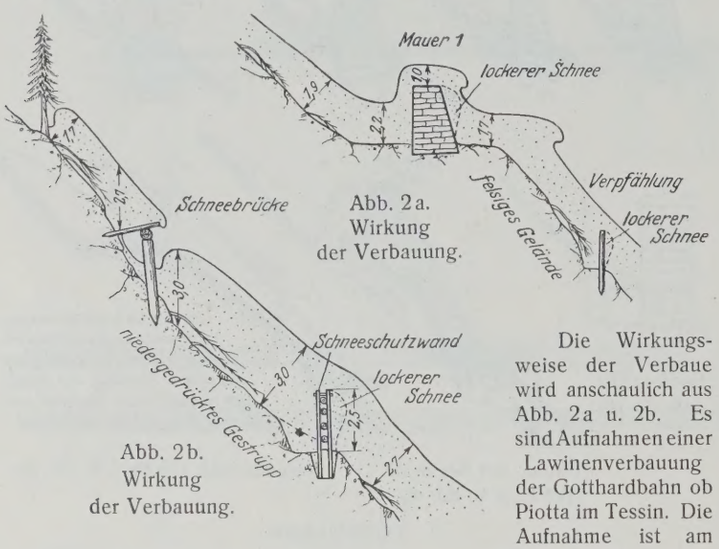


Abb. 2a. Wirkung der Verbauung.

Abb. 2b. Wirkung der Verbauung.

Die Wirkungsweise der Verbaue wird anschaulich aus Abb. 2a u. 2b. Es sind Aufnahmen einer Lawinenverbauung der Gotthardbahn ob Piotta im Tessin. Die Aufnahme ist am 5. März 1892 gemacht.

Die eingangs erwähnte Lawinenverbauung Schiahorn-Dorf bei Davos umfaßte drei Zonen: 1. die Hauptarbeit, Verbauung am Schiahorn; 2. die Verbauung am Dorfberg; 3. den Waldgürtel, wo ungefähr 26 ha aufgeforstet wurden.

Die angewendeten Bautypen entsprechen mit kleinen Abweichungen denjenigen der Abb. 1.

Es kamen zur Ausführung:

a) die Terrasse mit Parapettmauer (ohne Hinterfüllung),
b) die freistehende Mauer mit geböschter bergseitiger Anschüttung,
c) die Mauerterrasse mit Flügeln und Hinterfüllung,
d) die gemischte Terrasse,
e) die Felsterrasse,
f) die Schneebrücke,
g) die Gewächtenmauern zum Schutz gegen Schneeverwehungen.

Einer besonderen Erläuterung bedarf die gemischte Terrasse (d). Die Mauer besteht über dem Fundament abwechselnd aus Stein- und Rasenziegellagen, von denen erstere nur ein- bis zweischichtig und nur halb so dick sind wie die Rasenziegellagen. Mit gemischten Terrassen wurden 2,4 ha verbaut und dadurch 0,45 ha wagerechte Stützfläche gewonnen. Zufolge von Einsparung an Steinmaterial erwies sich dieser Bautyp als sehr wirtschaftlich. Auf dieser Höhe zwischen 2100 und 2400 m ü. M. konnte im Jahr nur 4 bis 5 Monate gearbeitet werden. Über diese Arbeiten gibt eine Broschüre von Forstinspektor Henne Auskunft[3]). Sie enthält eine Reihe ausführlicher Tabellen über Ausmaß, Einheitspreise, Stundenlöhne, Gestehungskosten, Verteilung der Jahreskosten sowie über Amortisation der Einrichtungen.

Daraus folgen einige interessante Angaben:

Es wurden erstellt: Fundamentaushub 15 562 m³, Trockenmauerwerk 20 627 m³, Hinterfüllung 17 433 m³, Rasenabdeckung 5115 m², Länge der Mauern rd. 4000 m, Schneebrücken 172 m, gemischte Terrassen rd. 3400 m.

Die Verbauungen sind zwar nur als Entlastungsbauten aufzufassen. Nebenan werden auch in Zukunft Lawinen ausbrechen, allein sie werden nicht mehr die großen Schneemassen liefern und die Wohnstätten nicht mehr gefährden. Dies setzt aber einen tadellosen Unterhalt voraus. Dafür wird die eidgen. Inspektion für Forstwesen sorgen, um das große und schöne Werk als sicheren Schutz des Kurortes Davos zu erhalten.

[3]) Die Lawinenverbauung Schiahorn-Dorfberg in Davos. Bern 1925.

Alle Rechte vorbehalten.

Seil-Rollen-Schiffshebewerk mit getauchten Gegengewichten.

Von Regierungsbaumeister **Seboldt**, Halle.

Die Wiedergabe des Vortrages des Herrn Min.-Rat Dr.-Ing. Ellerbeck über den Entwurf 1926 zum Schiffshebewerk Niederfinow in der „Bautechnik“ 1927, Heft 23, veranlaßt mich, an dieser Stelle einen Vorschlag zu veröffentlichen, dem mein schon im Jahre 1918 erteiltes, inzwischen aber erloschenes Patent zugrunde liegt.

Es handelt sich hierbei um eine Sonderform des vom Konzern Demag-Gutehoffnungshütte-Dyckerhoff & Widmann im Jahre 1921 vorgeschlagenen und durch sparsame räumliche Anordnung wie Betriebssicherheit ausgezeichneten Schiffshebewerks mit Seilführung über Rollen und Trog-Gegengewichten.

Nach meiner Anregung sollen bei Gleichgewichtszustand möglichst hohe Gegengewichte so schwer sein, daß sie zur Hälfte ihrer Höhe in Wasser getaucht sind. Bei steigendem Wasser in den Gegengewichtsschächten entsteht ein Auftrieb der Gegengewichte, der das Gleichgewicht stört, und nach Überwindung der Bewegungswiderstände zum dauernden Steigen der Gegengewichte und entsprechenden Sinken des Troges führt. Läßt man umgekehrt das aus der oberen Haltung den Gegengewichtsschächten zugeleitete Wasser wieder in die untere Haltung abfließen, dann sinken aus dem gleichen Grunde die Gegengewichte mit dem Wasserspiegel, und der Trog steigt entsprechend.

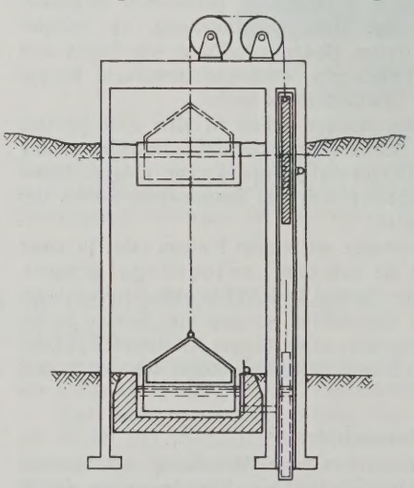
Je höher und spezifisch schwerer man die Gegengewichte bildet (beispielsweise aus Gußeisen oder Eisenerzen in Behältern), desto schmäler können sie gehalten werden, und ebenso die Schächte, in denen sie sich bewegen. Deshalb wird bei der Anordnung Niederfinow der Wasserverbrauch zum Füllen der Gegengewichtsschächte aus der oberen Haltung auf etwa 1000 m³ beschränkt, welche Menge infolge teilweiser Stillegung der alten Schleusen zweifellos zur Verfügung steht.

Auf Veranlassung des verstorbenen Regierungs- und Geheimen Baurats Scheck habe ich einen Wettbewerbentwurf eines solchen Hebewerks schon im Jahre 1920 für den Oderabstieg bei Fürstenberg aufgestellt. Die dort nunmehr errichtete Doppelschachtschleuse wurde den eingereichten Hebewerkentwürfen vorgezogen, weil man damals noch ungern an die Anlage eines Hebewerks mit so großen, bisher noch nicht bekannten Ausmaßen herantrat.

Mein neuer, verbesserter Vorschlag gemäß der Abbildung sieht nur einen einzigen Gegengewichtsbehälter längs einer Seite des Hebewerks vor zur Aufnahme aller Gegengewichte, die mit dem in der Troglängsachse hängenden Trog mittels Seile oder Ketten verbunden sind, die über Rollen führen.

Der hohe und schmale Gegengewichtsbehälter wird aus Eisenblech zwischen den Stützen gebildet und reicht so tief in den Boden, daß die Gegengewichte bei der Höchststellung des Troges fast auf dem Boden aufstehen.

Die Zuleitung des Wassers in den Behälter geschieht durch ein wagerechtes Rohr auf ganze Hebewerklänge, die Ableitung durch ein Verbindungsrohr zur unteren Haltung.



Die Überwindung der Bewegungswiderstände verlangt einen entsprechenden Spielraum für das Ein- und Austauchen der Gegengewichte. Ihr Steigen beginnt erst, nachdem sie ein gewisses Maß mehr als über die vorgesehene halbe Tauchtiefe in den steigenden Behälterwasserspiegel eingetaucht sind. Umgekehrt sinken sie erst, nachdem sie so weit aus dem fallenden Wasserspiegel getaucht sind, daß ihre dadurch bedingte Auftriebminderung und größere Schwere den Bewegungswiderstand überwunden hat. Somit müßte durch Pumpen jeweils der Behälterwasserspiegel über Oberwasser gehoben und unter Unterwasser gesenkt werden.

Dabei ist aber nicht berücksichtigt, daß die Gewichtsverlagerung der bewegten Seile oder Ketten im günstigen Sinne wirkt, d. h. bei gesenktem Trog die Gegengewichte mehr über den Wasserspiegel hebt und bei hochstehendem tiefer in diesen taucht. Man wird also besser statt Seile schwerere Gelenkgliederketten verwenden, die zudem die Widerstände (Seilsteifigkeit) verringern. Bei entsprechender Schwere der Ketten läßt sich vermutlich erreichen, daß auch bei ungünstigsten Wasserständen nicht einmal voller Wasserspiegelausgleich zwischen Ober- bezw. Unterwasser und Behälterwasser erforderlich ist.

Allererste Forderung an ein Schiffshebewerk von bisher ungekannten Ausmaßen ist unbedingte Betriebssicherheit in jedem, auch ungünstigstem Falle. Bei aller Anerkennung scharfsinnig erdachter Sicherheitsvorrichtungen ist vorzuziehen, solche stets mit Argwohn zu betrachtenden Mechanismen überhaupt zu vermeiden.

In aller Kürze führe ich die Vorzüge meines Hebewerks an:

1. Die Trogstellung läßt sich auf das genaueste durch Wasserein- und -auslaß ohne Präzisionsvorrichtungen erreichen.

2. Wechselnde Wasserspiegel oben und unten stören nicht.

3. Nicht widerstandsfähige lange Spindeln werden durch einfache lotrechte Rollenführungen ersetzt.

4. Bei Trogleerlauf sinken die Gegengewichte langsam vollständig in das Behälterwasser ein und sinken, durch Wasserverdrängung gehemmt, langsam auf Grund.

5. Reißt ein Gegengewicht ab, übernehmen sämtliche anderen gleichmäßig und sofort dessen Aufgabe durch geringes Austauchen.

6. Ähnlich regeln sich Ungleichheiten zwischen Trog- und Außenwasserspiegel durch Ein- bezw. Austauchen der Gegengewichte äußerst langsam, so daß reichlich Zeit zu einer Nachregelung des Wasserspiegels im Gegengewichtsbehälter bleibt.

7. Die Dauer der Betriebssicherheit ist unbeschränkt, weil empfindliche und verwickelte Vorrichtungen möglichst fehlen.

Ehe man sich zu dem schwierigen und verantwortungsvollen Bau des Hebewerks entschließt, könnte man erwägen, ob es nicht angebracht wäre, unverzüglich ein ausreichend großes Modell eines solchen Hebewerks herzustellen.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. Oktober erschienene Heft 20 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Adolf Bühler: Der Umbau des Grandfey-Viaduktes der Schweizerischen Bundesbahnen. — Dipl.-Ing. Georg Torda: Allgemeines Verfahren zur Berechnung von Eisenbetonquerschnitten. — Dr.-Ing. A. Troche: Betrachtungen über den Ausbau der deutschen Eisenbetonbestimmungen. — Eine internationale Aussprache im Eisenbetonfach.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. Am Freitag, den 28. Oktober 1927, abends 7½ Uhr, findet eine Herbsttagung im Ingenieurhause, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, statt. Geh. Baurat Julius Volk, Ministerialrat im R. V. M., spricht über: „Die Neubauten des Mittellandkanals", Privatdozent Dr.-Ing. Dr. jur. E. H. Randzio über „Das Verkehrswesen in Columbien und Ecuador". Eintritt frei.

Neuer Internationaler Verband für Materialprüfungen (N. I. V. M.). Anläßlich des Internationalen Kongresses für die Materialprüfungen der Technik, vom 12. bis 17. September 1927 in Amsterdam, haben auch mehrere Sitzungen von Delegierten der am Kongresse beteiligten Staaten stattgefunden. An der Delegierten-Versammlung waren die folgenden 20 Staaten vertreten: Belgien, Dänemark, Deutschland, England, Frankreich, Holland, Italien, Japan, Jugoslavien, Luxemburg, Norwegen, Österreich, Rumänien, Rußland, Schweden, Schweiz, Spanien, Tschechoslowakei, Ungarn, Vereinigte Staaten Amerikas.

Die nach einer vom holländischen und vom schweizerischen Materialprüfungsverband aufgestellten Tagesordnung unter dem Vorsitze von Holland gepflogenen Verhandlungen führten zum einstimmigen Beschlusse der Wiederaufnahme der internationalen Arbeit und der Gründung eines „Neuen Internationalen Verbandes für Materialprüfungen". Zweck, Ziele und Organisation des Verbandes sind durch die in Amsterdam durchberatenen und zum Beschlusse erhobenen Statuten festgelegt.

Zum ehrenamtlichen Geschäftsführer wurde Prof. Dr. H. Roš, Direktor der Eidgen. Materialprüfungsanstalt, gewählt und als Ort des nächsten internationalen Kongresses, der im Jahre 1930 stattfinden wird, Zürich bezeichnet. Die erste Sitzung des ständigen Ausschusses (bestehend aus je einem Mitgliede jedes Landes) sowie die Wahl des Vorsitzenden und stellvertr. Vorsitzenden wird im Dezember d. J. in Zürich stattfinden.

Anfragen sind an die Geschäftsstelle des Neuen Internationalen Verbandes für Materialprüfungen, Eidgen. Materialprüfungsanstalt an der E. T. H. Zürich, Leonhardstraße 27, zu richten.

Ein deutscher Binnenschiffahrtkongreß am Rhein. Am 6. und 7. Oktober hat in Duisburg-Ruhrort und in Mülheim eine Doppeltagung der Binnenschiffahrt von besonderer Bedeutung stattgefunden. Am 6. Oktober beging der Verein zur Wahrung der Rheinschiffahrtinteressen in Duisburg die Feier seines 50jährigen Bestehens, und im Anschluß daran hielt am folgenden Tage der Zentralverein für deutsche Binnenschiffahrt seine 58. Hauptversammlung ab. Der Vormittag des 6. Oktober brachte zunächst eine von etwa 400 Teilnehmern besuchte Mitgliederversammlung des erstgenannten Vereins. Diese sonst alljährlich stattfindende Tagung hatte in den letzten drei Jahren ausfallen müssen. Die Verhandlungen befaßten sich daher hauptsächlich mit der Vereinsarbeit seit 1924. Das geschäftsführende Vorstandsmitglied Dr. Walter Schmitz gab einen klaren Überblick über die Fragen des praktischen Schiffahrtverkehrs, der Fahrwasserverbesserung, des Verkehrs in Duisburg-Ruhrorter Häfen usw., Fragen, an deren Behandlung der Verein seit 1924 in hervorragendem Maße beteiligt gewesen war. Der Vortragende ging dann auf die Sorgen ein, die infolge des Verhaltens der Reichsbahnverwaltung gegenwärtig so schwer auf der Binnenschiffahrt, besonders auf der Rheinschiffahrt lasten. Die aus diesem Verhältnis erwachsenden Probleme gaben überhaupt den Grundton an für fast alle folgenden Verhandlungen des zweitägigen Kongresses. Der um die Entwicklung des Vereins hochverdiente Generaldirektor Dr. h. c. Ott in Köln und Herr G. Scharrer in Duisburg wurden zu Ehrenmitgliedern ernannt.

Der nun folgende Hauptfestakt fand im Stadttheater statt, und zwar unter Teilnahme des Reichsverkehrsministers Dr. Koch, der Reichs- und Staatsbehörden, der Oberbürgermeister der Rheinstädte u. a. m. Die Ernennung des Vorsitzenden des Vereins, Generaldirektor Welker, zum Doktor h. c. wurde verkündet. Nach Schluß der langen Reihe der Glückwunschansprachen hielt der Dirigent im Reichsverkehrsministerium, Geheimrat Königs, den Festvortrag, in dem er über die Beziehungen zwischen Eisenbahnen, Wasserstraßen und den übrigen Verkehrsarten sprach und die Notwendigkeit ihrer Erhaltung im Hinblick auf die gedeihliche Entwicklung des Verkehrswesens und damit der gesamten deutschen Wirtschaft betonte. „Sie alle haben sich zu ergänzen, nicht aber zu bekämpfen!" Das vom Verein gestiftete Ehrenzeichen der „Rheinflagge" erhielten der Oberpräsident der Rheinprovinz Dr. Fuchs, der Professor an der Leydener Universität Jonkheer van Eysinga und Kapitän Heinrich Zehe.

Der 7. Oktober gehörte der 58. Hauptversammlung des Zentralvereins für deutsche Binnenschiffahrt; die von dem Vorsitzenden Dr. Ott geleitete Tagung war von etwa 700 Personen besucht, darunter waren zahlreiche Vertreter der Behörden, der Stadtverwaltungen, der Industrie, der Schiffahrt und des Handels. Reichsverkehrsminister Dr. Koch erkannte vor allem die hohe Bedeutung einer gesunden leistungsfähigen Binnenschiffahrt im Rahmen des gesamten deutschen Verkehrs an und begrüßte den Verein, der sich seit seiner Gründung stets als der Träger rein sachlicher Bestrebungen gezeigt habe, die mit den Forderungen der Binnenschiffahrt verknüpft waren. Dann sprach der Hauptgeschäftsführer des Vereins, Syndikus Schreiber, über die Stellung von Wasserstraßen und Binnenschiffahrt in der deutschen Verkehrspolitik. Er erörterte wieder die Frage: „Eisenbahn und Binnenschiffahrt" und kam schließlich zu der immer dringender werdenden Forderung einer Überführung der gesamten Wasserstraßenverwaltung auf das Reich. — Geheimrat Professor de Thierry schilderte auf Grund persönlich auf seiner Amerikareise gemachter Beobachtungen das dortige Verhältnis zwischen den beiden rivalisierenden Verkehrsarten. Eine gesunde Entwicklung ist auch da nur zu denken, wenn beide statt sich zu bekämpfen, sich zu ergänzen lernen wollten. — Der letzte Vortrag galt dem Andenken Friedrich Harkorts, des Begründers des Zentralvereins.

Schließlich wurde die Erteilung des Preises der Schlichting-Stiftung an den Geheimen Baurat Carstanjen, Wiesbaden, verkündet.[1]) Es folgte dann noch eine Rundfahrt durch die Duisburg-Ruhrorter Hafenanlagen und eine Fahrt die Ruhr aufwärts bis zu der neuerbauten Ruhrschleuse bei Mülheim, die durch den Oberbürgermeister feierlich dem Verkehr übergeben wurde.

Berlin-Wilmersdorf. Sievers.

Trocken- oder Naßförderung für Schiffshebewerke? Bei der Wichtigkeit, die der Gegenstand zurzeit für den Ausbau der deutschen Binnenschiffahrt hat, seien im folgenden die Ergebnisse der von der Schlichtingstiftung preisgekrönten und in der Zeitschrift für Binnenschiffahrt veröffentlichten Arbeit von Geheimrat Dr.-Ing. ehr. Carstanjen kurz wiedergegeben.[2])

Die Frage der Vor- und Nachteile von Trocken- und Naßförderung bei Schiffshebewerken mit lotrechter Hebung oder Förderung auf geneigter Bahn zerfällt nach Carstanjen in die beiden anderen:

1. Können die vorhandenen Schiffe beladen oder unbeladen der Trockenförderung unterworfen werden, ohne dabei Schaden zu leiden?
2. Welche Vorteile, besonders in wirtschaftlicher Hinsicht, sind von der Trockenförderung sowohl auf senkrechter wie auf geneigter Bahn zu erwarten?

Das Ergebnis der sehr eingehenden Untersuchungen zum ersten Punkte, übrigens in Übereinstimmung mit einem Berichte des holländischen Ingenieurs A. M. Shippers auf einer im September 1923 in Vlissingen abgehaltenen Tagung englischer und holländischer Schiffbauingenieure, läßt sich wie folgt zusammenfassen:

1. Von den drei untersuchten Förderungsarten des senkrechten Hebewerkes,
   der Naßförderung im Schleusentrog,
   der Trockenförderung und
   der Naßförderung im Tauchtrog

verursacht die Naßförderung im Schleusentrog die geringsten Kosten.

2. Dagegen bieten die beiden anderen Förderungsarten die Vorteile des Wegfalls der Trog- und Haltungstore, sowie der Spaltdichtungen, der größeren Leistungsfähigkeit, der unmittelbaren Anpassungsfähigkeit an selbst stark wechselnde Wasserstände,

so daß im Einzelfalle zu entscheiden bleibt, ob diese Vorteile die mit ihnen verbundenen Mehrkosten rechtfertigen.

[1]) Über den Inhalt der Preisschrift wird im folgenden Aufsatze kurz berichtet. Die Schriftleitung.

[2]) „Sind die zukünftigen Schiffshebewerke, sei es mit lotrechter Hebung, sei es mit Förderung auf geneigter Bahn für Trocken- oder Naßförderung einzurichten?" Zeitschrift für Binnenschiffahrt 1927, Heft 10. Berlin S 14, Verlag von Max Schröder.

3. Die Trockenförderung ist für hölzerne Schiffe ausgeschlossen, für eiserne Lastkähne ist mit ihr ein Wagnis verbunden, das sich bei senkrechten Hebewerken unter Aufwendung geringer Mehrkosten durch Verwendung des Tauchtroges vermeiden läßt, der die gleichen Vorteile bietet wie die Trockenbühne.

Bei geneigten Ebenen sind zunächst solche mit und ohne Gewichtsausgleich, der bei senkrechter Hebung ein unentbehrliches Hilfsmittel für die Durchführung der Trockenförderung ist, zu unterscheiden. Solange die bisherigen Schwierigkeiten der Anordnung und Führung des Aufzugorganes nicht überwunden sind, ist eine mit Gewichtsausgleich verbundene Trockenförderung auf der geneigten Ebene nicht möglich.

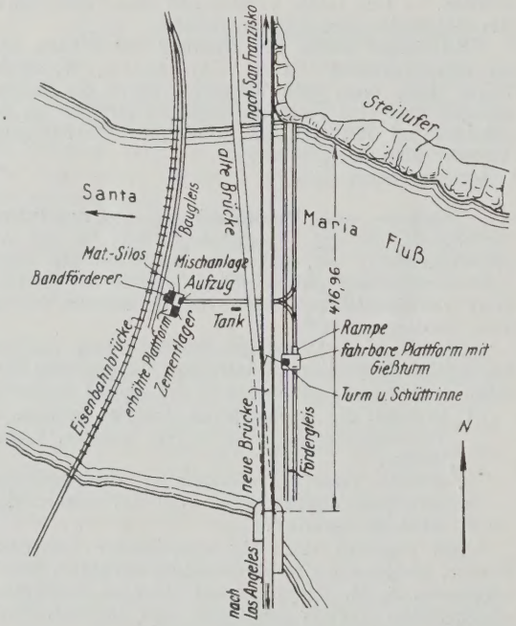
Dasselbe gilt vom Tauchtrog, der, wie beim senkrechten Hebewerk, auch auf der geneigten Ebene stets an die Stelle der Trockenbühne treten kann.

Danach sind auf der geneigten Ebene die vornehmlich in einer geringen Hubkraft bestehenden Vorteile des Gewichtsausgleiches nur mittels des Schleusentroges zu erreichen, mit dem zugleich Tore und Spaltdichtungen sowie die Unfähigkeit, sich wechselnden Wasserständen leicht anzuschmiegen, in Kauf zu nehmen sind.

Die Antwort auf die in der Überschrift der Carstanjenschen Arbeit gestellte Frage muß sonach lauten: Die zukünftigen Schiffshebewerke — sei es mit lotrechter Hebung, sei es mit Förderung auf geneigter Ebene — werden in der Regel wie bisher für Naßförderung einzurichten sein, unter Umständen mit großem Vorteil für Naßförderung im Tauchtrog.

Eine Ausnahme bilden diejenigen geneigten Ebenen, auf denen sich, ihrer großen Länge wegen, die Verwendung von Ketten oder Seilen zum Anhängen des Schiffswagens und eines Gegengewichtes verbietet, so daß der Wagen als Selbstfahrer auszuführen ist. Auf einem solchen Selbstfahrer würde die Trockenlegung des zu befördernden Schiffes — ihre Zulässigkeit auf Grund vorhergegangener Versuche vorausgesetzt — den Vorzug vor jeder anderen Beförderungsart verdienen.

Eine zweckmäßig eingerichtete Brückenbaustelle, entstanden aus einer glücklichen Verbindung von standfester Mischanlage, Fördergleisen und fahrbarem Gießturm, ist bei Santa Maria in Californien beim Bau einer 417 m langen Eisenbeton-Jochbrücke über den gleichnamigen Fluß im Zuge der großen Küstenstraße, des sogenannten Coast Highway, mit Nutzen verwendet worden. Die Brücke besteht aus 36 Feldern zu je vier Plattenbalken von etwa 11,5 m Spannweite und ruht auf Jochen von je sechs Eisenbetonpfählen.



Die Hauptschwierigkeit der Anlage bestand in der Länge des Bauwerks, die nebenstehende Abbildung zeigt die Art der Lösung: Ein Anschlußgleis der Pacific-Coast-Eisenbahn wurde bis in Strommitte gelegt, wo Materialsilos und Mischanlage errichtet waren. Die Zuschlagstoffe wurden dort durch ein Becherwerk aus den Eisenbahnwagen in die Silos gefördert, der Zement gelangte in Säcken von Plattformwagen auf kleinen Förderwagen mit Seilzugantrieb in das Zementlager. Aus den Silos gelangten Zuschläge und Zement in mit Meßvorrichtung versehenen Kipploren zur Mischanlage. Diese gab das Mischgut in Kübeln an 0,56 m³ fassende Spezial-Kastenwagen auf ein Fördergleis weiter, das zunächst senkrecht zur neuen Brücke lief, sich hinter dieser teilte und dann zweispurig der Richtung der Brückenachse folgte.

Auf diesen Parallelgleisen lief auf Rädern eine Plattform mit Gießturm und Schüttrinne: Die von der Mischanlage kommenden Betonwagen gelangten auf eine Rampe zur Turmplattform und kippten ihren Inhalt in den Turmaufzug. Indem der Turm dann längs der neuen Brücke entlangfuhr, konnte jeder Teil der letzteren leicht, schnell und unter Vermeidung einer umständlichen Rinnenanlage betoniert werden. Ki.

Wiederherstellungsarbeiten an der St. Paulskirche in London. Zurzeit werden nach einem Bericht in Engineering die Pfeiler der St. Paulskirche in London dadurch verstärkt, daß man die Hohlräume in ihrem Innern mit dünnflüssigem Zementmörtel ausgießt und Bewehrungseisen einlegt. Zu diesem Zweck werden in die Pfeiler in geeigneten Abständen und unter verschiedenen Winkeln, bei den stärkeren Pfeilern von zwei Seiten, Löcher gebohrt, und in diese wird der Mörtel eingepreßt. Wenn der Mörtel erhärtet ist, werden die Löcher nochmals ausgebohrt, um die Bewehrungseisen einlegen zu können, die dann wieder mit Mörtel umgossen werden.

Bei Auswahl dieser Eisen hat man Wert darauf gelegt, einen Baustoff von unbegrenzter Lebensdauer zu verwenden und eine Form zu finden, die statisch einen besonders hohen Wirkungsgrad ergibt. Man hat sich daher für einen nicht rostenden Stahl entschieden, der von einem auf dem Gebiete der Erzeugung von Edel- und Sonderstahl führenden englischen Stahlwerk bezogen worden ist. Chemische Versuche mit diesem Stahl zeigten dessen Unempfindlichkeit gegen Rosten. Bei Festigkeitsversuchen, die das Maß des Haftens zwischen Mörtel und Eisen feststellen sollten, ergab sich aber, daß Rundstäbe aus diesem Stahl verhältnismäßig leicht aus dem umgebenden Mörtel herausgezogen werden konnten, was wahrscheinlich seinen Grund in der blanken Oberfläche hatte. Man kam daher auf die Verwendung einer Einlage von wechselndem Querschnitt, die durch ihre Form im Mörtel festgehalten wird. Nach mehreren Versuchen entschied man sich für ein Eisen mit elliptischem Querschnitt, 24 zu 33 mm, mit breitgedrückten Stellen. Diese liegen an den Enden der langen Achse der Querschnittellipse und bilden in der Ansicht einander in demselben Querschnitt gegenüberliegende Ellipsen; deren lange Achse, die sich in der Längsrichtung des Eisens erstreckt, ist 69 mm, ihre kurze Achse 37 mm lang. An den Stellen, wo die Ellipsen liegen, ist der Stab auf 21 mm Stärke zusammengedrückt, zwischen den Ellipsen ist ein Zwischenraum von 76 mm. Der Querschnitt entspricht in seiner Größe etwa dem eines Eisens von 1 Zoll Durchm. Die Haftfestigkeit dieser Einlagen im Mörtel erwies sich bei Versuchen als genügend. Sie werden in Längen von 1,8 bis 5,4 m hergestellt; bis jetzt sind etwa 25 t geliefert. Es kommt zuweilen vor, daß die Eisen gestoßen werden müssen; das geschieht mit Hilfe einer Mutter, die ebenfalls aus nicht rostendem Stahl angefertigt ist. Das Anschneiden der Gewinde hat, was man nicht erwartet zu haben schien, keine Schwierigkeiten gemacht. Wkk.

Die Pancevo-Brücke. Die Mitteilungen hierüber in der „Bautechnik" 1927, Heft 36, S. 507, ergänzen wir nachstehend durch die Namen der sieben Firmen, die neben dem bereits auf S. 508 genannten Konsortium noch an der Lieferung frei Regensburg mit mehr oder weniger großen Anteilen unterbeteiligt sind:

1. Gollnow & Sohn, Stettin,
2. Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen,
3. Steffens & Nölle A.-G., Berlin-Tempelhof,
4. Gesellschaft Harkort, Duisburg-Hochfeld,
5. A.-G. für Verzinkerei u. Eisenkonstruktionen vorm. Jacob Hilgers, Rheinbrohl,
6. Flender A.-G. für Eisen-, Brücken- und Schiffbau, Benrath/Rhld.,
7. Mitteldeutsche Stahlwerke A.-G., Lauchhammerwerk, Riesa i. Sa.

Die Firmen 2 bis 5 bilden eine Gruppe unter Führung der Gesellschaft Harkort.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: der Reichsbahnoberrat Fleck, Mitglied der R. B. D. Münster (Westf.), in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Mainz, die Reichsbahnräte Speer, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Potsdam, in gleicher Eigenschaft zum R. A. W. Berlin-Grunewald und Lay, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Flensburg 2, zur R. B. D. Elberfeld, Reichsbahnbaumeister Boden, bisher beim R. A. W. Potsdam, zum R. A. W. Berlin-Grunewald, sowie der Reichsbahnamtmann Ernst Koenig, bisher in Königsberg (Pr.), nach Stargard (Pom.) unter Übertragung der Stelle des Vorstandes des R. V. A. daselbst.

Übertragen: dem Reichsbahnoberrat Kasten in Berlin die Stellung eines Mitgliedes bei der R. B. D. Berlin.

Bestellt: Reichsbahnrat Plath in Altona zum Leiter des Prüfungsamts bei der R. B. D. Altona und Reichsbahnrat Dr. jur. Henning in Schwerin zum Leiter des Prüfungsamts bei der R. B. D. Schwerin.

Überwiesen: Reichsbahnrat Hardt, bisher bei der Hauptverwaltung, zum R. Z. A. in Berlin.

Gestorben: Reichsbahnrat Hille, Vorstand des R. B. A. Detmold.

Baden. Versetzt: Regierungsbaurat Feldmann bei der Wasser- und Straßenbaudirektion als Vorstand des Wasser- und Straßenbauamts nach Waldshut, Regierungsbaurat Gerhard Benstz, Vorstand des Wasser- und Straßenbauamts Waldshut als Vorstand des Kulturbauamts nach Lörrach, Regierungsbaurat Hermann Gänshirt, Vorstand des Kulturbauamts in Lörrach zur Wasser- und Straßenbaudirektion in Karlsruhe.

Preußen. Dem Regierungsbaurat (W.) Franzius, Vorstand des Hafenbauamts in Kolberg ist eine Regierungsbaurats-Beförderungsstelle verliehen worden.

Der Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. L. Jaenecke in Berlin und der Vorstand der Bauabteilung Radaunewerk beim Freistaat Danzig Dr.-Ing. H. Beger in Danzig sind zu ordentlichen Professoren an der Technischen Hochschule Breslau ernannt worden.

Gestorben: der Geheime und Oberregierungs-Baurat a. D. Ottomar v. Busekist in Danzig.

INHALT: Über Tiefsenkungen des Grundwasserspiegels. — Die Erneuerung der eisernen Überbauten der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel. (Schluß.) — Über Lawinenverbauungen in den Schweizer Alpen. — Seil-Rollen-Schiffshebewerk mit getauchten Gegengewichten. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. — Neuer Internationaler Verband für Materialprüfungen (N. I. V. M.). — Deutscher Binnenschiffahrtkongreß am Rhein. — Trocken- oder Naßförderung für Schiffshebewerke? — Zweckmäßig eingerichtete Brückenbaustelle. — Wiederherstellungsarbeiten an der St. Paulskirche in London. — Pancevo-Brücke. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 4. November 1927. Heft 48

Alle Rechte vorbehalten.

Maschineller Kippbetrieb.

Von Reg.- u. Baurat **Friedrich Heintze.**

Im Tiefbaugewerbe hat bisher die Ablagerung der Erdmassen bei Erdarbeiten am längsten und hartnäckigsten der Einführung der Maschinen widerstanden. Die verschiedenen Eigenschaften der zu bearbeitenden Erden bei den verschiedenen Untergrundverhältnissen der Ablagerungsfläche, die sämtlich wieder durch das verschiedene Wetter in ihren Eigenschaften stark beeinflußt werden, stellen so viele Unbekannten für die Lösung der Aufgabe des maschinellen Kippbetriebes dar, daß bisher in der Praxis eine einwandfreie Lösung nicht gefunden werden konnte. In dem Buche von Dr.-Ing. Joachim Rathjens „Erfahrungen über Trokkenbaggerbetrieb", das 1922 im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn erschien, sind die ersten Maschinen zum maschinellen Kippen angeführt. Die dort gezeigten Maschinen haben sich jedoch nicht einführen können.

Zunächst war es der Abraumbetrieb im Tagebau, der dazu überging, das Kippen seiner großen Erdmassen maschinell auszuführen. Hier lagen die Verhältnisse wesentlich einfacher als im Tiefbaugewerbe, da es sich meistens nur um eine gleichbleibende Bodenart, und zwar gewöhnlich um eine für den Betrieb günstige handelte und die Ablagerungsflächen auch einfache Verhältnisse aufwiesen. Die durch die Maschinen zu lösende Anzahl der Unbekannten der Aufgabe war hier also geringer, und daher sind Absetzmaschinen hier zuerst und mit Erfolg angewendet worden. Abb. 1 zeigt eine von Fried. Krupp gelieferte Absetzmaschine im Bergbau[1]), die bis 72 m Sturztiefe abgelagert hat. Auf dem frisch geschütteten Gelände ist im Zugbetrieb auch beim Kippen der Wagen keine Störung aufgetreten.

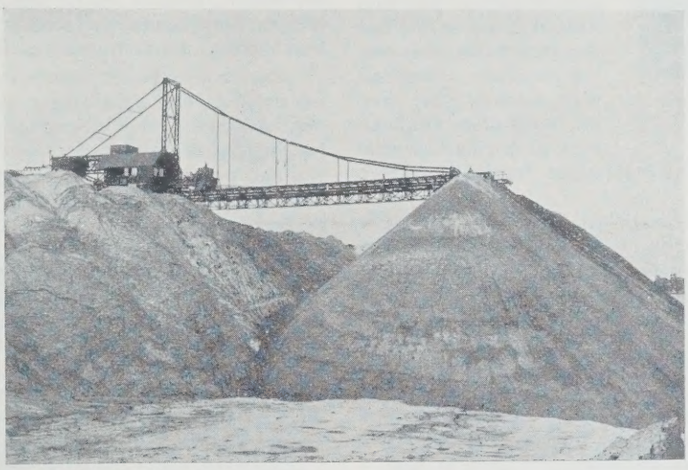


Abb. 1. Absetzmaschine von Fried. Krupp, Essen, im Bergbaubetrieb mit 72 m Sturztiefe arbeitend.

Die hier gemachten guten Erfahrungen veranlaßten die Siemens-Bauunion, bei dem von ihr auszuführenden Auftrag — Ausbau der Shannon-Wasserkräfte in Irland — Absetzmaschinen auch im Tiefbaugewerbe zu verwenden. Es sind beim Ausbau der Shannon-Wasserkraft rd. 20 km Erddämme längs des Oberkanals und des gestauten Shannonflusses bis 18 m Höhe aus dem Aushub des Ober- und Unterkanals der Wasserkraftanlage zu schütten, deren Massen für 1 lfd. m Damm zwischen 90 und 1000 m³ schwanken. Der zu bewegende Boden besteht zum kleinen Teil aus Sand und Kies, in der Hauptsache aus Ton und Mergel, wovon Mergel mit ziemlich reichhaltigem Steingehalt aller Größen die Hauptmasse ausmacht. Die Ablagerungsflächen bestehen, da sie längs des Kanals verlaufen, naturgemäß aus demselben Boden. An 270 Tagen im Jahre regnet es in Irland, so daß praktisch die Erdarbeiten dauernd bei nassem und feuchtem Wetter auszuführen sind. Eine für größeren Erdkippbetrieb geeignete Arbeiterschaft war in Irland auf Grund der Verhältnisse nicht anzutreffen. Gemeinsam mit der Firma Fried. Krupp wurde die in Abb. 2 dargestellte Absetzmaschine für diese Arbeiten gebaut und angewandt.

Das Wort „Absetzmaschine", das aus dem Bergbaubetrieb stammt, empfiehlt sich für den Tiefbaubetrieb nicht, und diese Maschine wird in Zukunft wohl besser als „Dammschütter" bezeichnet werden.

Der Dammschütter von rund 200 t Gewicht läuft auf zwei 90er Spurgleisen, deren Achsabstand 4 m beträgt. Zwei Eimerketten mit 250-l-Eimern heben aus einem Graben, in den die Transportzüge kippen, das Material auf ein 1100 mm breites Gurtförderband, das sein Gut an das am Ausleger bewegliche Unterband abgibt. Das Unterband wirft das Material an jeder gewünschten Stelle der vom Ausleger überspannten Fläche ab. Die Maschine wird elektrisch angetrieben, und zwar sind im ganzen acht Motoren notwendig. Der Strom wird zur Erzielung einer leicht beweglichen Zuleitung mit 3000 V Spannung zugeführt und innerhalb der Maschine auf die Gebrauchspannung heruntertransformiert.

Der Ausleger des Dammschütters überspannt 35 m, und die größte mit ihm zu schüttende Höhe des Dammes oder der Ablagerfläche beträgt von S.-O. 15 m.

Die theoretische Leistung eines solchen Dammschütters ist von der Größe des Gurtförderers abhängig und beträgt bei dem in Irland verwandten Modell 600 m³/Std. Für diese Leistung würden Eimer mit 200 l Inhalt genügen. Nur mit Rücksicht auf die Austauschmöglichkeit mit den Eimern der auf der Baustelle in Betrieb befindlichen Eimerkettenbagger von 250 l Eimerinhalt werden hier die gleichen Eimer gewählt. Die praktisch erzielte Leistung hängt außerordentlich stark von dem gebaggerten Material ab und schwankt zwischen 100 und 300 m³/Std. Hierbei muß berücksichtigt werden, daß ausschließlich Dämme mit bestimmten

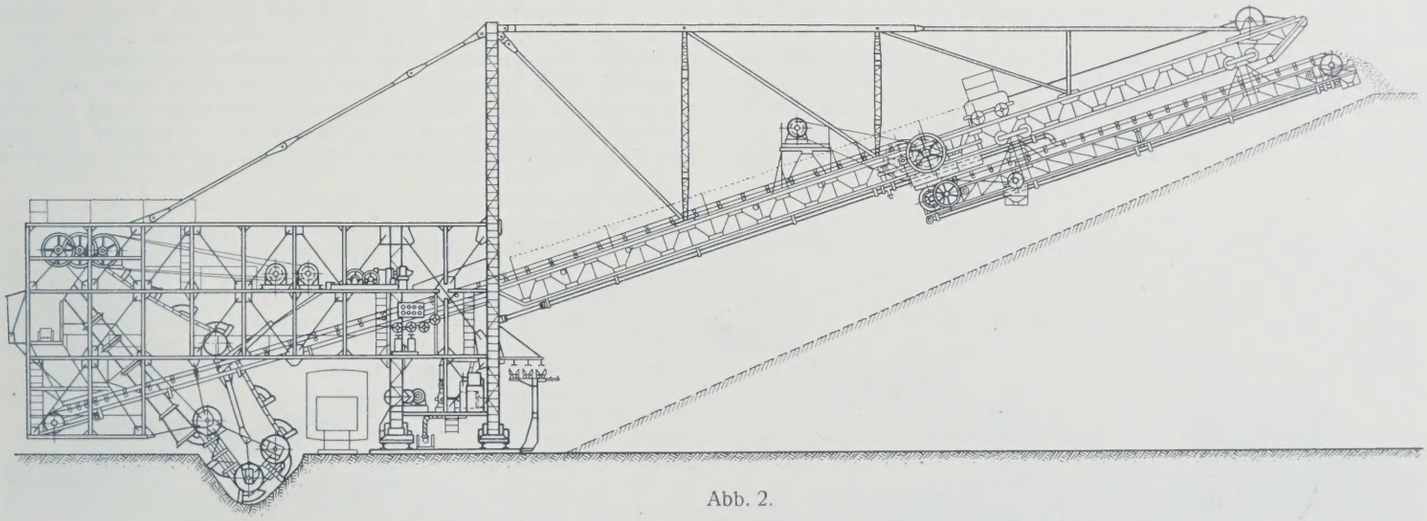


Abb. 2.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 23, S. 360, Abb. 11.

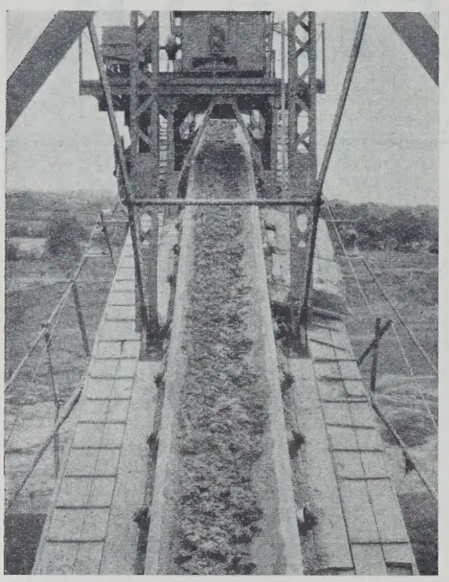


Abb. 3. Nasser schwimmender Mergel auf dem Gurtförderer.

Profilen mit den Maschinen geschüttet worden sind, und daß bei ihrer Verwendung für Ablagerungskippen noch höhere Leistungen, die etwa für Sand und Kies auf 400 bis 450 m³/Std. steigen müssen, erzielt werden können.

Beim Shannonbau wurden drei Stück dieser Dammschütter nach dem Entwurf von Fried. Krupp, Essen, eingesetzt. Anfänglich ergaben sich eine Reihe von Schwierigkeiten im Betriebe dieser Maschinen, da die Konstruktion von den Maschinenfabriken aus dem Absetzbetriebe mit seinen verhältnismäßig einfachen Verhältnissen übernommen worden war, und die Tiefbaustelle mit ihren stark wechselnden schwierigeren Bedingungen die Brauchbarkeit der Maschine zunächst in Frage stellte.

Der stark mit Steinen durchsetzte Mergel, der Steine bis Eimergröße enthielt, führte zunächst zu Verstopfungen in den Aufgabetrichtern, und die Steine beschädigten das Gummiband stark, ja sie zerstörten es teilweise. Der Übergang des Materials vom Oberband auf das bewegliche Unterband war nicht einwandfrei gelöst, und in der gesamten Konstruktion der Maschine zeigten sich verschiedene Schwächen. Im Baustellenbetrieb gemeinsam mit der Firma Fried. Krupp ist es jedoch gelungen, in verhältnismäßig kurzer Zeit alle diese Übelstände an den Maschinen abzustellen, so daß der beim Shannonbau in Betrieb befindliche Dammschütter jetzt als eine durchaus brauchbare und für den Tiefbaubetrieb völlig geeignete Maschine angesehen werden kann.

Zur Schonung der Bänder wurde zwischen Aufgabetrichter und Förderband ein kurzes Aufgabeband eingebaut, das über mit Gummi gefütterte Rollen läuft, so daß die Aufgabe des Materials auch bei Steingehalt ohne Beschädigung des Hauptbandes stattfindet und nur das kurze Aufgabeband bei Beschädigung ausgewechselt werden muß. Aber auch dies wird durch die Gummirollen stark geschont.

Der Betrieb der Maschine wickelt sich im allgemeinen genau wie der eines Baggers ab. Das Gleis ist ein normales Baggergleis, nur daß es vier statt drei Schienen enthält. Die Standsicherheit der Maschine, die nur durch eine verhältnismäßig schmale Grundfläche gewährleistet wird, hat sich im Betriebe als ausreichend erwiesen. Es sind bis heute nicht die geringsten Schwierigkeiten bei schlechtem Untergrund oder bei starkem Sturm aufgetreten.

Der Dammschütter verarbeitet alle auf der Baustelle anfallenden Erden, und zwar auch nasses und schwimmendes Material, das im normalen Kippbetriebe nur mit Rückschlagkippen zu verarbeiten wäre (Abb. 3). Mit der Maschine lassen sich aus standfestem Material innerhalb des eigentlich zu schüttenden Profils leicht zwei Längsdämme schütten,

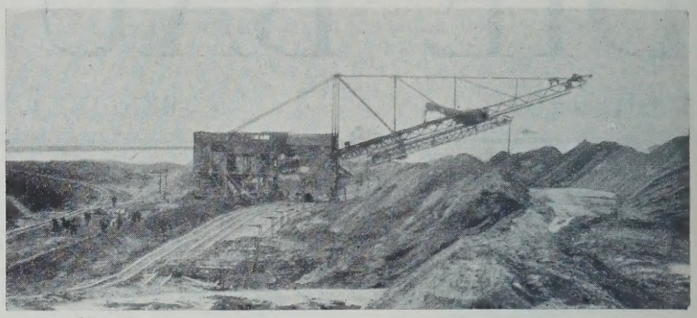


Abb. 4. Ausbruch vom Dammschütter abgesetzten flüssigen Bodens.

zwischen die dann das schwimmende Material eingebracht wird. Dieser große Vorteil des Dammschütters kann allerdings auch zu Rückschlägen führen. Wenn das schwimmende Material so viel Wasser enthält, daß die beiden es einfassenden Kies- und Sanddämme dieses Material nicht nur entwässern, sondern infolge des Wassers und infolge ihrer vielleicht zufälligen Kornzusammensetzung selbst schwimmend werden, so entstehen Durchbrüche, die den gesamten Bau gefährden können (Abb. 4.)

Der Dammschütter verarbeitet außer Eimerkettenbaggermaterial auch anstandslos vom Löffelbagger geladenes Material, vorausgesetzt daß in ihm nicht Steine über Eimergröße enthalten sind. Zu große Steine müssen im Kippgraben gesprengt werden und verursachen Aufenthalte.

Ein grundlegender Vorteil der Dammschüttmaschine ist, daß alle Transportzüge vom gewachsenen Boden aus und nicht von einem aufgedämmten Gleis gekippt werden können. Fährt der Dammschütter über schlechtes Gelände, so kann vorher aus kiesigem Boden ein gutes Planum geschaffen werden, so daß stets der Transportzug in der besten und einfachsten Weise seinen Inhalt entleeren kann. Da alle Züge durch den Dammschütter hindurchgeführt werden können und mittels Umfahrung ein Ringbetrieb ermöglicht ist, ist eine hohe Leistung der Kippstelle gegeben. Durch diese günstige Kippmöglichkeit in die Maschine ist der gesamte Ablagerungsbetrieb vom Wetter unabhängig, und auch bei schlechtestem Wetter kann der für das Kippen am wenigsten geeignete Boden verarbeitet werden.

Zur Herstellung der beim Shannonbau notwendigen Kanaldämme, die teilweise durch recht bedeutenden Wasserdruck später beansprucht werden, ist das Schüttverfahren mit dem Dammschütter außerordentlich günstig. Es wäre bei der großen Kilometerzahl der zu bauenden Dämme praktisch und wirtschaftlich unmöglich gewesen, die bisher für Staudämme üblichen Bauverfahren anzuwenden. Die Dichtigkeit der Dämme wird durch die große Fallhöhe erzielt, von der alles Material bei seiner Schüttung herunterfällt. Der Dammschütter führt die Schüttung in parallel liegenden kleinen Dämmen aus, und bei fast jedem Material ist die Verdichtung des herabgestürzten Bodens so stark, daß es möglich ist, unmittelbar nach der Schüttung auf dem Kamm der kleinen geschütteten Dämme zu laufen, ohne um ein meßbares Maß einzusinken. Es wird durch die Fallenergie eine so außergewöhnliche Verdichtung des Materials erreicht, daß das Setzen der Dämme später nur gering ist, und der Boden fast die gleiche Dichtigkeit wie gewachsener Boden erhält. Beim Schütten dieser Zwischendämmchen rollen naturgemäß Steine zu beiden Seiten herab und bilden Steindrainagen. Diese Steindrainagen sind ungefährlich, weil sie beim nächsten Arbeitsvorgang wieder mit Boden bedeckt werden, und zwar wird dieser Boden wieder durch die Fallenergie stark in sie hineingepreßt.

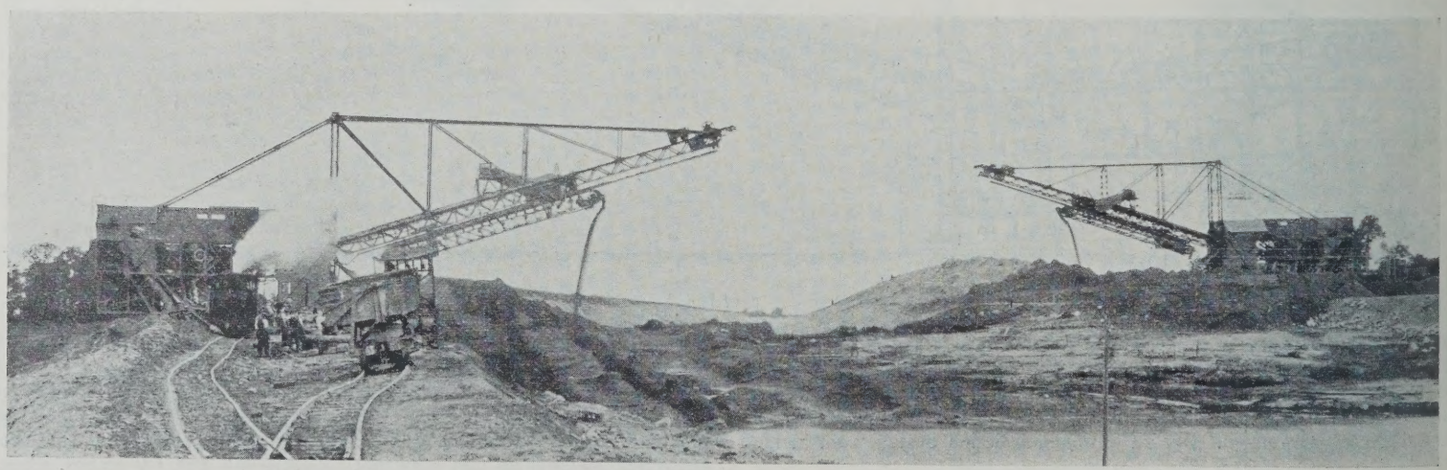


Abb. 5. Blick gegen die Arbeitsrichtung.

Im übrigen laufen diese Steindrainagen parallel des Dammes und sind, auch wenn sie nicht vollständig beseitigt würden, ungefährlich. Sie lassen sich völlig vermeiden, wenn das Unterband der Maschine öfter bewegt wird und die Höhe der kleinen Dämmchen mäßig gehalten wird.

Will man sich zur Herstellung eines dichten Dammes mit der Verdichtung des Materials durch das Fallen noch nicht zufrieden geben, so ist es möglich, durch Bewässerungseinrichtungen am fahrbaren Gurtförderer, die von einer Pumpe in der Maschine gespeist werden, den geschütteten Boden noch zu bewässern. Die beim Shannonbau tätigen Maschinen haben diese Einrichtung, nur ist sie als überflüssig nicht benutzt worden. Der Boden der Shannondämme ist beim Einbringen sehr feucht und wird durch den dauernden Regen stark bewässert, so daß eine künstliche Bewässerung als überflüssig angesehen wurde (Abb. 5).

Die Maschine läßt sich weiter mit Vorteil zum Planieren der Dämme benutzen, indem sie der Planierkolonne das notwendige Material, so wie es erforderlich ist, zuführt. Weiter kann der gesamte Mutterboden zur Abdeckung der Dämme mit der Maschine leicht und billig aufgebracht und gleichzeitig über die ganze Dammfläche verteilt werden (Abb. 6).

Einen weiteren Nebenvorteil bietet der Dammschütter durch seine Fähigkeit, das Material auch hinten heraus schütten zu können. Im stark welligen Gelände, wie es beim Shannonbau auftritt, muß das Gleis verhältnismäßig oft auf zum Ausgleich der Steigungen notwendigen Dämmen verlegt werden. Diese Dämme werden, um den Betrieb nicht zu unterbrechen und um das schnelle Kippen der Züge auch hierbei auszunutzen, mittels des Dammschütters geschüttet, der hierbei nach hinten das Material abwirft (Abb. 7).

Abb. 6. Zuführung des Materials für das Planieren der hergestellten Dämme.

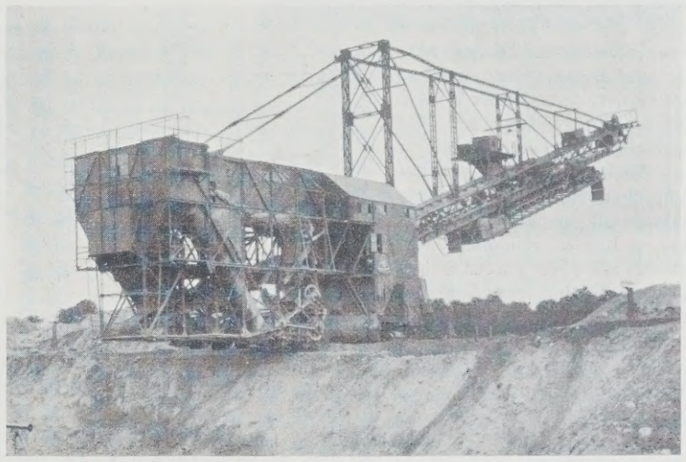


Abb. 7. Schütten der Maschine nach der hinteren Seite.

Der Dammschütter kann im übrigen Steigungen bis zu 1 : 20 fahren, jedoch läßt sich dies für den Betrieb mit Rücksicht auf die für die Transportzüge zulässige Steigung nicht ausnutzen.

Die mit dem Dammschütter gemachten wirtschaftlichen Erfahrungen sind recht günstige. Zu seiner Bedienung selbst sind 4 Mann erforderlich, während für den Gleisbau, das eigentliche Kippen, die Gleisunterhaltung und das Wegschaufeln der längs des Gleises nach dem Kippen stehenbleibenden Erdkanten ein Trupp von etwa 15 Mann gebraucht wird. Das Freimachen des Gleises nach dem Kippen der Züge mittels eines Planierpfluges ist nur möglich, wenn der Dammschütter im Kopfbetriebe beschickt wird. Bei durchlaufendem Betrieb müßte jeder der Transportzüge, um Störungen zu vermeiden, einen solchen Pflug haben. Der Gewinn durch einen Planierpflug ist gering und seine Anwendung auch hier nicht zu empfehlen. Wichtig für den schnellen Betrieb eines Dammschütters ist die Verwendung von Selbstkippern, damit das eigentliche Kippen möglichst rasch vonstatten geht.

Bei der Wichtigkeit der Beschaffenheit des Transportwagens für einen Schüttbaggerbetrieb seien folgende Bemerkungen eingeschaltet:

Der Selbstkipper stellt einen für den maschinellen Betrieb recht brauchbaren Wagen dar, da er die Kippzeit auf das geringst mögliche Maß verringert und normalerweise durch einen Mann bedient werden kann. Kippketten oder Kipphaken können aber auch bei diesen Wagen nicht entbehrt werden. Alle Versuche, einen Erdzug maschinell auf einmal zu kippen, müssen als abwegig betrachtet werden. Das längs des Kippgrabens verlaufende Gleis wird, sobald mehr als ein Wagen gleichzeitig gekippt wird, unfehlbar mit dem gesamten Zug abstürzen. Das maschinelle Kippen der Wagen einzeln von der Lokomotive aus bringt keinen Vorteil und macht den Betrieb nur umständlich. Der Selbstkipper stellt daher wohl das am weitesten maschinell ausgebildete Transportgerät für maschinelles Kippen dar. Die aus Eisen gebauten Selbstkipper haben sich im Dammschütterbetrieb gut bewährt, wiegen für 1 m³ gefördertes Material nicht mehr als die alten Holzkastenkipper und erfordern verhältnismäßig wenig Ausbesserungen. Eine mit großen Maschinen versehene Baustelle wird stets über eine Werkstatt verfügen, die eiserne Wagen ebenso leicht ausbessern kann als hölzerne.

Für den Gesamtbetrieb des Dammschütters ist es notwendig, das Gleis mittels einer Gleisrückmaschine zu bewegen, um wirtschaftlich arbeiten zu können. Da ein Dammschütter stets mit mehreren Baggern zusammen arbeitet, so lohnt es sich, eine Gleisrückmaschine für alle gemeinsam zu verwenden.

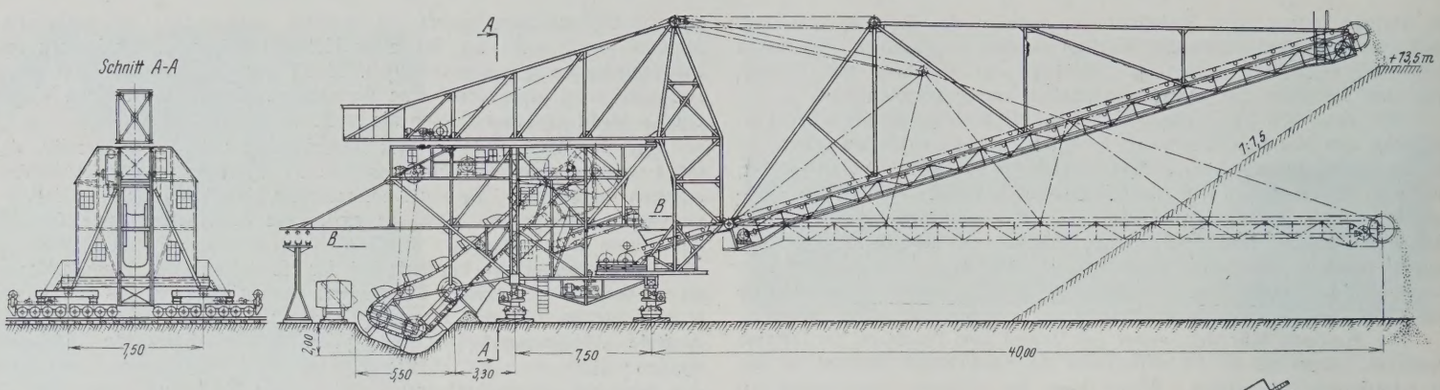
Das wirtschaftliche Ergebnis bei der Herstellung der Shannondämme ist so, daß das Verarbeiten des Bodens zu den Dämmen für alle Bodenarten ungefähr mit den Kosten geleistet werden kann, die sonst für normale Ablagerungskippen bei guten Bodenverhältnissen gebraucht werden. Aber auch für Ablagerungskippen ist der Dammschütter nach den wirtschaftlichen Erfahrungen mit vollem Erfolg zu verwenden, da hier die Gleisrückarbeiten sich stark vermindern und die Planierungsarbeiten wegfallen. Die Leistung des Dammschütters kann daher bei einfachen Ablagerungskippen beträchtlich gesteigert werden, und somit werden auch die Kosten der Einheit hier geringer ausfallen als bei dem gewöhnlichen Kippen ohne Maschinen. Der beim Shannonbau in Betrieb befindliche Dammschütter erlaubt, ohne Gleisrücken von einer Gleislage aus rd. 500 m³ Boden für 1 lfd. m Gleis abzulagern. Ohne Gleisrücken können daher bei 300 m normaler Gleislänge 150 000 m³ Boden in ebenem Gelände abgelagert werden.

Inzwischen hat die Firma Fried. Krupp eine neue Konstruktion eines Dammschütters herausgebracht, die in Abb. 8 dargestellt ist. Die Maschine hat einen um 180° drehbaren Ausleger und braucht deswegen kein fahrbares Unterband. Sie kann jeden Punkt unter dem Ausleger durch die Drehung bestreichen und hat immer die größte Fallhöhe für das Material. Diese Einrichtung bietet Vor- und Nachteile. Die Maschine ist einfacher durch Wegfall des Unterbandes, aber verwickelter durch die Dreheinrichtung. Sollen wie bei Dammbauten genaue Profile geschüttet werden, so ist es schon bei den am Shannonbau in Betrieb befindlichen Dammschüttern schwierig, dies vom Führerstand genau auszuführen. Der Ausleger bildet aber hierbei stets eine Art Lehre und ermöglicht es dem Führer, Profilüberschreitungen zu vermeiden. Beim drehbaren Ausleger ist die Gefahr der Profilüberschreitung außerordentlich groß, und es wird öfters vorkommen, daß die Maschine sich ihr Profil zuschüttet. Die Regelung der Zugzufuhr zur Maschine bei verschiedenem Material, das bei Dammschüttungen verschieden eingesetzt werden muß, ist bei dem drehbaren Ausleger wesentlich schwieriger als bei dem festen, da bei festem Ausleger das gekippte Material immer vor der Kippstelle in den Damm eingebracht werden muß, während bei drehbarem Ausleger die Verwendungstelle zunächst noch unbestimmt ist.

Der Vorteil der großen Fallhöhe bei dem drehbaren Ausleger ist nur scheinbar, da bei dem festen Ausleger die Wasserseite der Dämme und der untere Teil der Dämme, auf den es ankommt, auch stets mit größter Fallhöhe geschüttet werden. Die oberen Teile des Dammes und die Landseite erfordern keine so feste Lagerung und können daher unbedenklich mit niedrigerer Fallhöhe geschüttet werden.

Die Aufteilung des Fahrgleises des neuen Dammschütters in zwei unabhängige Gleise ist wirtschaftlich zu begrüßen. Ein Urteil über ihre Betriebsicherheit kann nur auf Grund der Erfahrungen gegeben werden.

Die Drehbarkeit des Auslegers bedingt die Anordnung des Zufahrgleises hinter der Maschine. Diese Anordnung bringt für das Tiefbau-



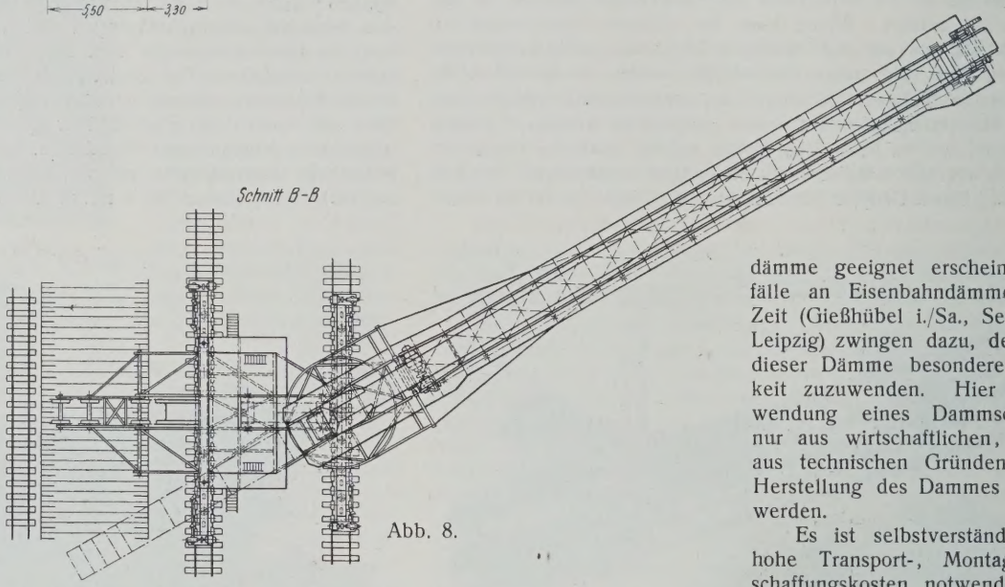


Abb. 8.

gewerbe einen großen Nachteil mit sich, wenn es sich darum handelt, lange und unebene Strecken mit dem Dammschütter zu befahren. Es müssen dann stets zwei Planen vorbereitet werden: das Planum für die eigentliche Maschine und für das Zubringergleis. Bei dem beim Shannonbau verwendeten Dammschütter sind beide Planen vereint, was einen wesentlichen Vorteil für die Verwendung der Maschine im Tiefbau darstellt.

Nach den bisherigen Erfahrungen mit Dammschüttern kann wohl die beim Shannonbau in Betrieb befindliche Maschine als eine durchaus geglückte Lösung der Aufgabe, das Kippen großer Erdmassen maschinell durchzuführen, betrachtet werden, und in gemeinsamer Zusammenarbeit zwischen Maschinenbau und Tiefbau wird sich die Einführung solcher Kippmaschinen immer umfangreicher gestalten.

Die Eigenschaft des Dammschütters, die Dämme sofort in einem stark verdichteten Zustande, der fast dem des gewachsenen Bodens gleichkommt, herzustellen, läßt ihn besonders zur Herstellung hoher Eisenbahndämme geeignet erscheinen. Die Unfälle an Eisenbahndämmen in letzter Zeit (Gießhübel i./Sa., Sellerhausen bei Leipzig) zwingen dazu, der Schüttweise dieser Dämme besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden. Hier kann die Anwendung eines Dammschütters nicht nur aus wirtschaftlichen, sondern auch aus technischen Gründen — dichteste Herstellung des Dammes — notwendig werden.

Es ist selbstverständlich, daß die hohe Transport-, Montage- und Anschaffungskosten notwendig machenden Maschinen zunächst nur für große umfangreiche Massen eingesetzt werden können. Doch auch bei kleineren Erdarbeiten können gegebenenfalls kleinere Maschinen dieser Art von Nutzen sein, und es ist Sache der Tiefbauingenieure, dem Maschinenbau die hierfür notwendigen Aufgaben zu stellen und sie gemäß den Erfordernissen der Praxis von ihm durchführen zu lassen.

Alle Rechte vorbehalten.

Strömungsverhältnisse bei einem Klappenwehr.

Von Dipl.-Ing. **Wolfgang Dernedde,** Hannover.

Ein Klappenwehr besteht bekanntlich aus einem festen oder als Schütz ausgebildeten Wehrkörper, auf dem eine um eine wagerechte Welle drehbare Klappe angeordnet ist. Der untere Wehrkörper kann auch fehlen. Der Zweck der Klappe ist der, daß man durch ihr Heben oder Senken den Oberwasserspiegel auch bei veränderlicher Wassermenge konstant halten kann. Nun war bisher nicht bekannt, wie sich die über die Wehrklappe fließende Wassermenge mit der Neigung der Klappe ändert, immer konstanten Oberwasserspiegel vorausgesetzt. Diese Frage ist aber sehr wichtig für die Länge der Klappe und damit für die Baukosten der Anlage, da die Klappenlänge im allgemeinen so bemessen werden muß, daß bei gesenkter Stellung eine bestimmte Höchstwassermenge überfließen muß ohne Steigen des Oberwasserspiegels. Weiterhin war bisher nicht bekannt, wie sich das Drehmoment des Wassers um die Wellenachse ändert mit zunehmender Klappenneigung. Diese Frage ist aber von Bedeutung für die Bemessung des Antriebsmechanismus.

Um diese Fragen zu klären, regte Prof. Kulka an, Versuche in dieser Richtung an einem Wehrmodell vorzunehmen. Dieser Gedanke kam im Sommer 1926 zur Ausführung. Die Versuche wurden in dem unter der Leitung von Prof. Oesterlen stehenden Laboratorium für Wasserkraftmaschinen der Technischen Hochschule Hannover durchgeführt. Demnächst erscheint darüber eine Dissertation. Hier sollen nur die wichtigsten Ergebnisse dieser Versuche mitgeteilt werden.

Das Wehrmodell wurde in eine Versuchsrinne von 0,35 m Breite und 0,70 m Tiefe eingebaut. Die Seitenwände waren aus Glas hergestellt, so daß man alle Vorgänge gut beobachten konnte. Die Konstruktion des Modells ist aus Abb. 1 zu ersehen. Die bewegliche Klappe war nicht gegen die seitlichen Glaswände abgedichtet, um eine möglichst reibungsfreie Bewegung zu gewährleisten. Dadurch ging allerdings etwas Wasser an der Seite verloren, doch machte das noch nicht $^1/_3\,\%$ der Gesamt-

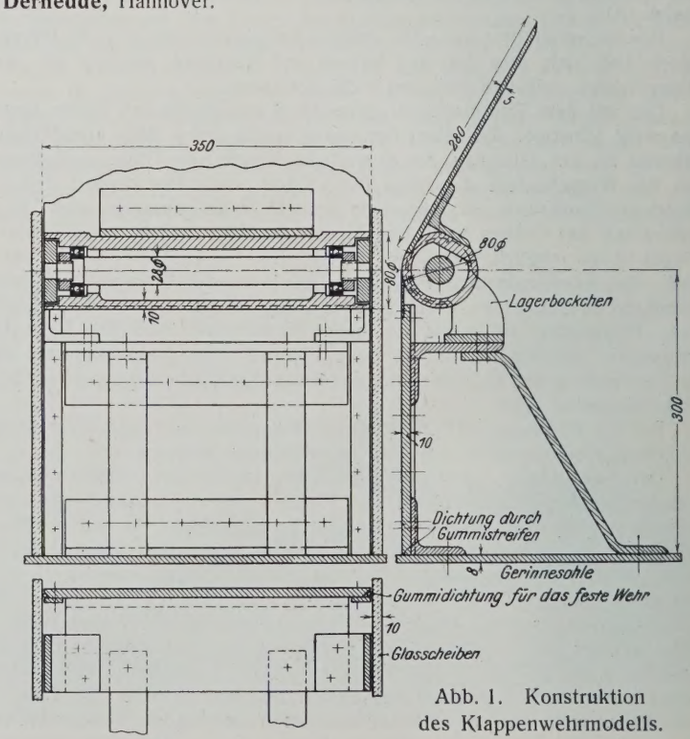


Abb. 1. Konstruktion des Klappenwehrmodells.

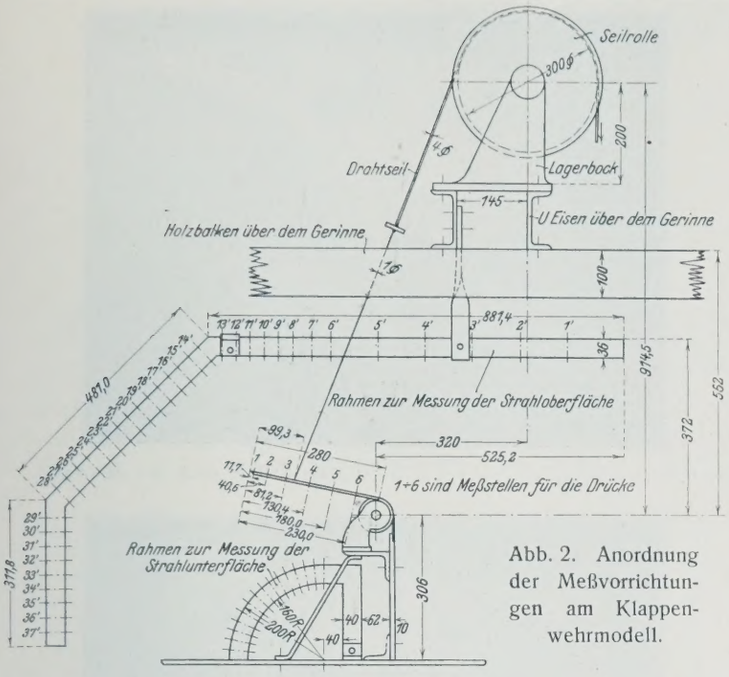


Abb. 2. Anordnung der Meßvorrichtungen am Klappenwehrmodell.

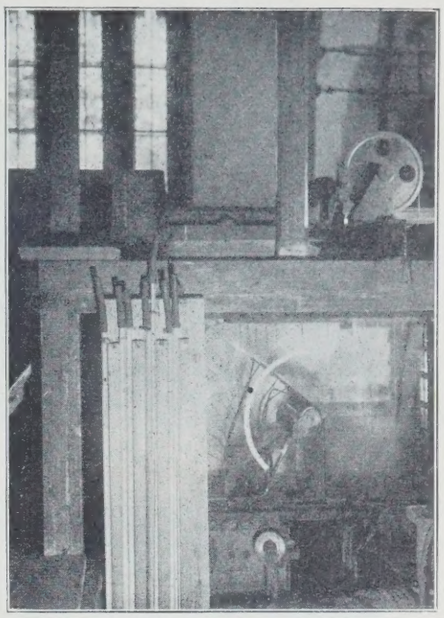


Abb. 3. Gesamtansicht der Versuchsanordnung.

wassermenge aus. Die Klappe war an den Seiten durch dünne Klaviersaitendrähte aufgehängt. Diese Drähte wurden über eine Rolle geführt, so daß der Wasserdruck unmittelbar durch angehängte Gewichte abgewogen werden konnte. Zur Messung des Druckverlaufs längs der Klappe waren mehrere Druckmeßstellen angebracht in Gestalt von kleinen Piezometerröhren. Die Größe des Druckes konnte dann bequem abgelesen werden durch Beobachten des Wasserspiegels in den Glasröhren, die mit den Druckmeßstellen verbunden waren.

Um auch die Strahlbegrenzung messen zu können, wurden in einem über dem Gerinne liegenden Flacheisen genau in der Strömungsebene liegende Löcher gebohrt, in denen Messingstifte verschiebbar waren. Diese wurden bis an den Strahl herangeführt. Der Augenblick, in dem sie ihn berührten, war sehr gut erkennbar infolge des Zerreißens des Strahles. Auf diese Weise konnte der Strahlverlauf „abgesteckt" und nach Abstellen des Wassers ausgemessen werden. Die Anordnung der Meßvorrichtung ist in Abb. 2 u. 3 zu erkennen.

Um auch den Einfluß der runden Welle auf den Strömungsverlauf kennen zu lernen, wurde in einigen Versuchen der allmähliche Übergang vom festen Wehr zur Klappe durch eine scharfe Ecke ersetzt. Ferner wurde die ebene Klappe durch eine runde ersetzt, die sich dem Strahlenverlauf gut anpaßte, um zu sehen, ob die Ergiebigkeit dadurch gesteigert werden könnte.

Gemessen wurde zunächst die über die Klappe fließende Wassermenge bei verschiedenen Neigungswinkeln der Klappe. Der Oberwasserspiegel war dabei stets gerade so hoch, daß bei senkrechter Klappenstellung kein Wasser mehr überfließen konnte. Das Ergebnis ist in Abb. 4 dargestellt, und zwar auf eine Wehrbreite von 1 m umgerechnet (die gemessenen Werte mußten zu diesem Zwecke mit $\frac{1}{0{,}35}$ multipliziert werden). Mit α ist dabei der Winkel der Klappe gegen die Lotrechte bezeichnet, so daß $\alpha = 0$ senkrechte Klappenstellung bedeutet. Will man die Messungsergebnisse auf große Ausführungen anwenden, so muß man die hier gemessene Wassermenge mit $n\sqrt{n}$ multiplizieren, wenn n das Vergrößerungsverhältnis bedeutet. Die Richtigkeit ist sofort aus der bekannten Überfallformel $Q_1 = \frac{2}{3}\mu h\sqrt{2gh}$ (für 1 m Wehrbreite) zu erkennen, wenn h die Überfallhöhe bedeutet, die sich wie n ändert. Dabei ist allerdings Unveränderlichkeit von μ bei der Vergrößerung vorausgesetzt. Diese Voraussetzung ist jedoch berechtigt, da der Überfall bei ähnlicher Vergrößerung der Klappe sich auch ähnlich vergrößert, wie alle in dieser Richtung angestellten Versuche bewiesen haben (Bazin, Frese usw.).

Aus den Kurven der Abb. 4 erkennt man, wieviel günstiger das Klappenwehr mit Welle ist gegenüber dem Wehr mit scharfer Ecke. Das ist auch verständlich, da bei der scharfen Ecke notwendig eine Strahlablösung eintreten muß, die starke Wirbelverluste zur Folge hat. Gerade bei weit geneigter Klappe, etwa bei $\alpha = 110°$, macht sich der Unterschied sehr stark bemerkbar. Senkt man noch weiter, so tritt auch bei der runden Welle ein Ablösen ein, der Strahl kann

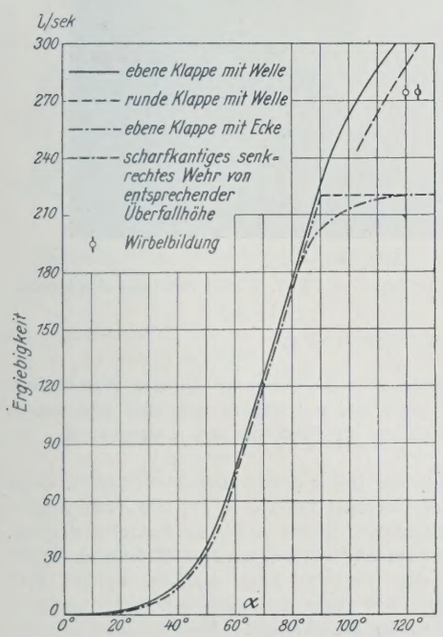


Abb. 4. Abhängigkeit der Wassermenge von der Klappenneigung bei gleichbleibendem Oberwasserspiegel.

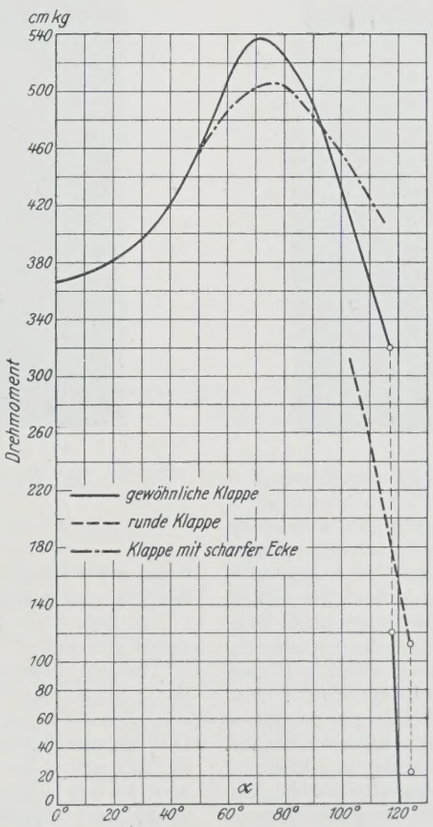


Abb. 5. Das Drehmoment des Wassers um die Wellenachse abhängig vom Klappenneigungswinkel.

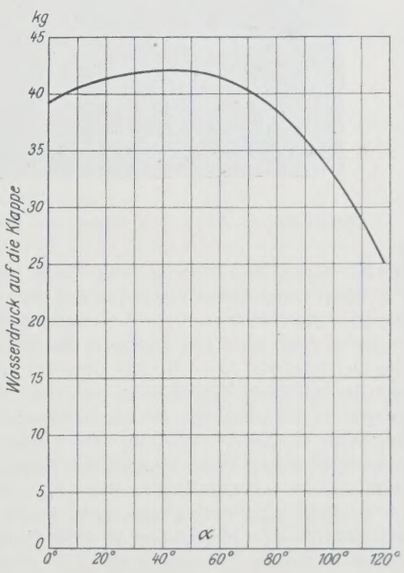


Abb. 6. Abhängigkeit der Wasserauflast vom Klappenneigungswinkel.

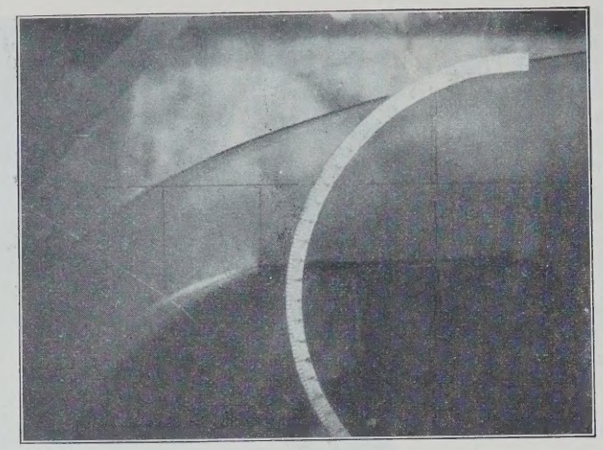


Abb. 7. Überfall bei wagerechter Klappenstellung, $\alpha = 90°$.

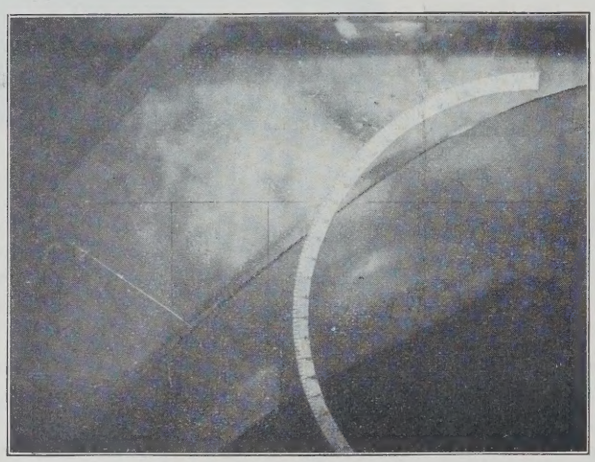


Abb. 8a.
Überfall bei $\alpha = 117°$, 1. Stadium: Strahl vor der Ablösung.

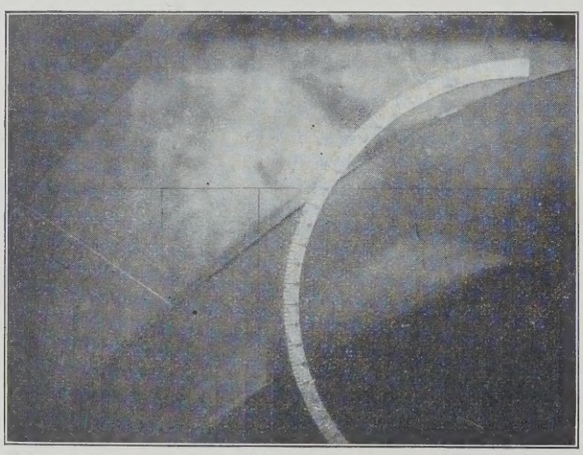


Abb. 8b.
Überfall bei $\alpha = 117°$, 2. Stadium: Strahl während der Ablösung.

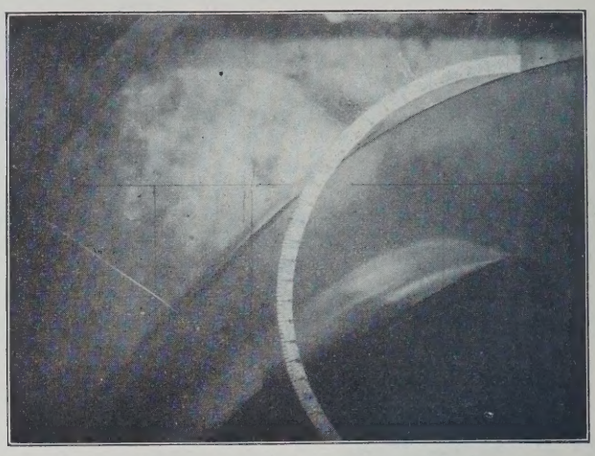


Abb. 8c. Überfall bei $\alpha = 117°$, 3. Stadium: Strahl nach der Ablösung.

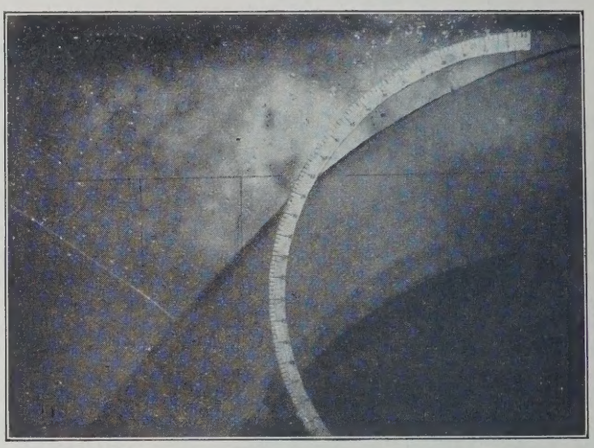


Abb. 9a.
Überfall über die runde Klappe bei $\alpha = 120°$, Strahl vor der Ablösung.

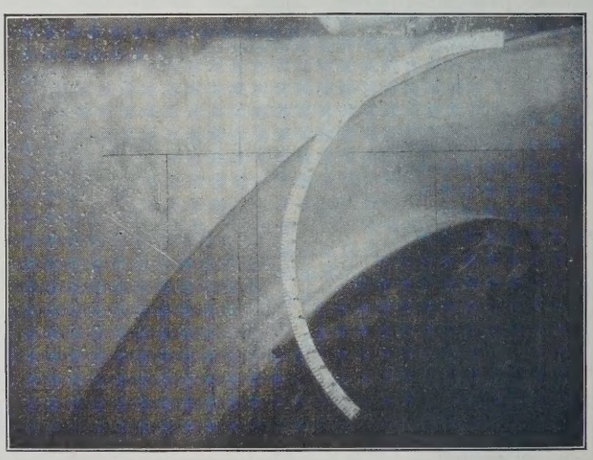


Abb. 9b.
Überfall über die runde Klappe bei $\alpha = 120°$, Strahl nach der Ablösung.

gewissermaßen den Übergang zur Klappe so schnell nicht mehr mitmachen. Die Kurve zeigt dabei ein bedeutendes Sinken der überfließenden Wassermenge. Man wird also zur Vermeidung von Verlusten die Klappe nicht weiter als bis etwa 110° senken dürfen. In Abb. 4 ist noch eine Kurve eingezeichnet für den Überfall über ein scharfkantiges, senkrechtes Wehr von der gleichen Überfallhöhe, wie sie der jeweiligen Klappenstellung entspricht. Es würde das etwa der Wassermenge entsprechen, die bei einem Doppelschütz bei Absenken des oberen Schützes überfließen würde. Man erkennt die starke Überlegenheit der Klappe. Der Koeffizient μ der obigen Formel liegt bei der Klappe bei 0,8, beim scharfkantigen Wehr bei 0,6.

In Abb. 5 ist das Drehmoment des Wassers abhängig vom Winkel α dargestellt. Der Höchstwert des Momentes liegt bei einem Neigungswinkel von etwa 70° und ist um 47% höher als das Moment bei senkrechter Klappenstellung. Auch Abb. 5 ist auf 1 m Wehrbreite bezogen. Bei Vergrößerung der Klappe ändert sich das Moment mit n^3, denn man kann M bestimmen aus der Gleichung

$$M = \int_0^l p \cdot x \cdot dx,$$

wenn p der Druck an der Stelle x, x der Abstand von der Wellenachse und l die Klappenlänge ist. p, x und dx ändern sich aber alle wie n.

In Abb. 6 ist die Wasserauflast als Funktion von α dargestellt. Sie ändert sich mit n^2.

In Abb. 7 ist der Strahlverlauf bei $\alpha = 90°$ dargestellt. Abb. 8a, b und c zeigen drei Stadien des Überfalls bei $\alpha = 117°$, und zwar zeigt a den angeschmiegten, c den abgelösten Strahl und b ein Zwischenstadium. 117° ist das Übergangsgebiet vom angeschmiegten zum abgelösten Strahl, ist also schon ein Winkel, der praktisch nicht erreicht werden darf. Abb. 9a und b zeigen ebenfalls den angeschmiegten und den abgelösten Strahl bei $\alpha = 120°$ für die runde Wehrklappe. Man erkennt deutlich, wie sich der Strahl nach der Ablösung gehoben hat, was durch die Verringerung des Durchflußquerschnitts und damit der Wassermenge bei Auftreten des Wirbels bedingt ist.

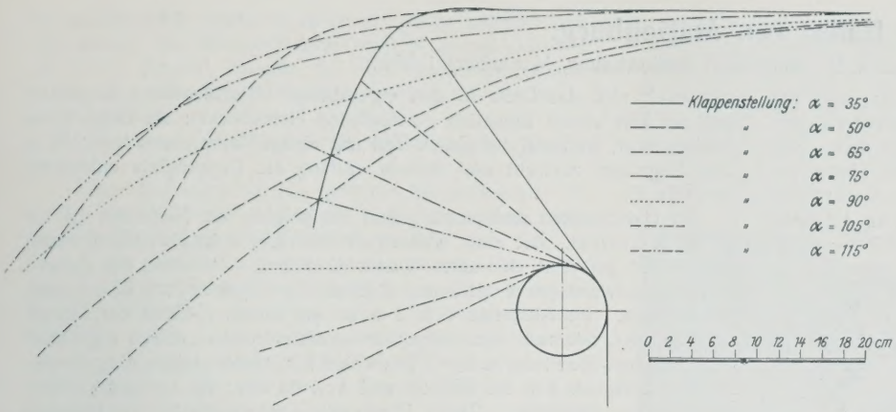


Abb. 10. Änderung der Überfallkurve bei Änderung des Klappenneigungswinkels.

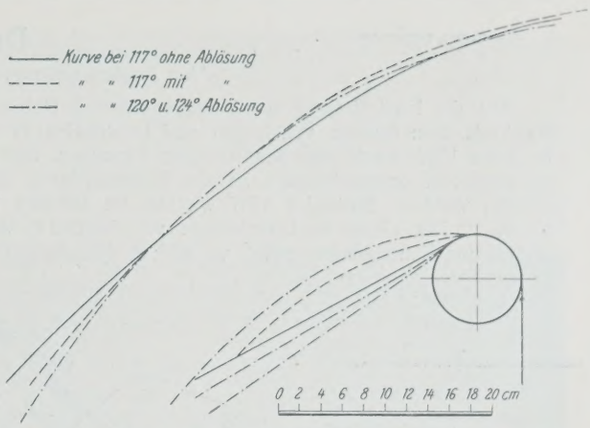


Abb. 11. Änderung der Überfallkurve durch die Strahlablösung bei $\alpha = 117°$.

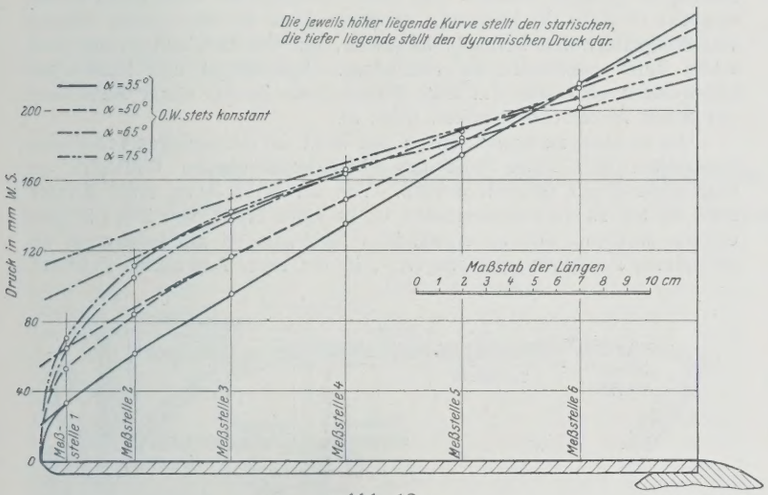


Abb. 12a.
Statischer und dynamischer Druckverlauf bei spitzen Winkeln α.

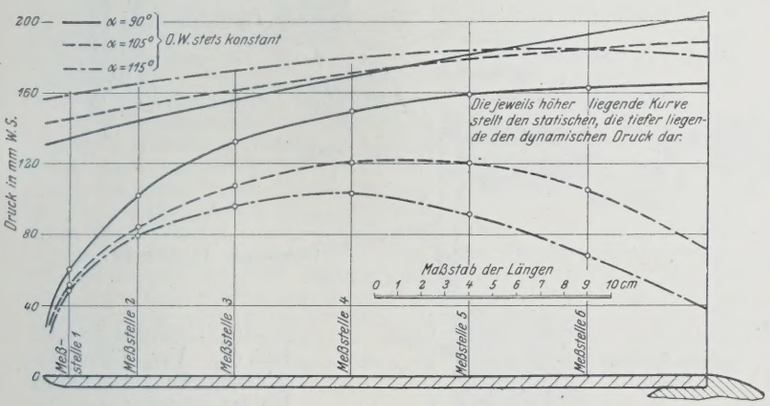


Abb. 12b.
Statischer und dynamischer Druckverlauf bei $\alpha = 90°$, 105° u. 115°.

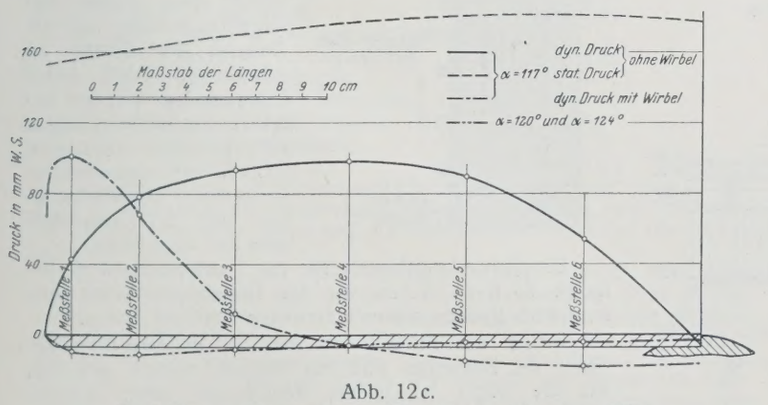


Abb. 12c.
Statischer und dynamischer Druckverlauf bei $\alpha = 117°$.

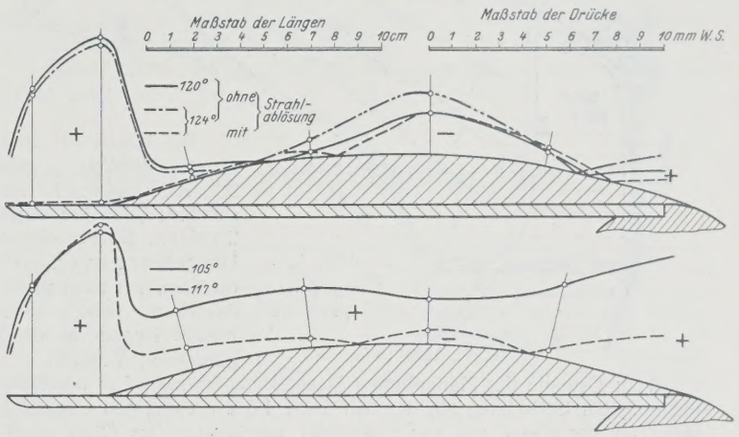


Abb. 13. Druckverlauf beim Wehr mit runder Klappe.

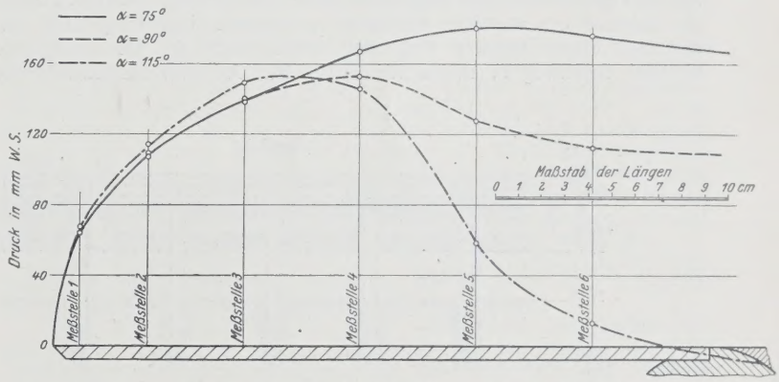


Abb. 14. Druckverlauf beim Wehr mit scharfer Ecke.

Abb. 10 zeigt die Änderung der oberen Strahlbegrenzungskurve bei der Änderung von α, Abb. 11 die typische Hebung dieser Kurve durch die Wirbelbildung, da der Durchflußquerschnitt verringert ist.

Endlich ist noch der Druckverlauf längs der Klappe zu bestimmen. Abb. 12a, b und c zeigen diesen Druckverlauf für verschiedene Winkel α. Dabei ist auch gleichzeitig der „statische" Druckverlauf angegeben, d. h. der Druckverlauf, der der über der Klappe liegenden Wassersäule entsprechen würde. Man erkennt sofort, wie ungünstig man früher gerechnet hat, wenn man diesen statischen Druckverlauf der Wehrberechnung zugrunde legte. Abb. 13 zeigt den Druckverlauf beim runden Wehr, Abb. 14 beim Wehr mit scharfer Ecke.

Die gefundenen Ergebnisse stimmen recht befriedigend mit den aus der Potentialtheorie folgenden Strömungsbildern überein. Wie die erwähnte Dissertation genauer ausführen wird, ist es möglich, ohne vorherige Kenntnis der Überfallkurve Wassermenge und Druck zu bestimmen, und zwar sowohl analytisch wie auch durch das graphische Netzverfahren von Runge. Das steht in Übereinstimmung mit den Ergebnissen von Prof. Kulka (Strömungen und Drücke an beweglichen Wehren; „Die Bautechnik" 1926, Heft 43 u. 45), der die von Koch angestellten Versuche (vergl. Koch: Von der Bewegung des Wassers und den dabei auftretenden Kräften) an einem Walzenwehr benutzt hat, um die Übereinstimmung mit der Potentialtheorie zu zeigen.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Hafen von Marienburg.

Von Regierungsbaumeister a. D. Stadtbaurat **Mollenhauer,** Marienburg i. Wpr.

Mit der Fertigstellung der Nogatregulierung stellte sich auch das Bedürfnis zum Ausbau von Liege- und Ladestellen in Marienburg ein. Im Jahre 1920 wurde mit den Arbeiten begonnen, und seit dieser Zeit ist eigentlich ununterbrochen an der Verwirklichung dieses Planes gearbeitet worden. Mitte Juli 1927 wurden die Arbeiten im wesentlichen beendet. Mit einem Kostenaufwande von 500 000 R.-M. sind folgende technischen Einrichtungen erzielt worden:

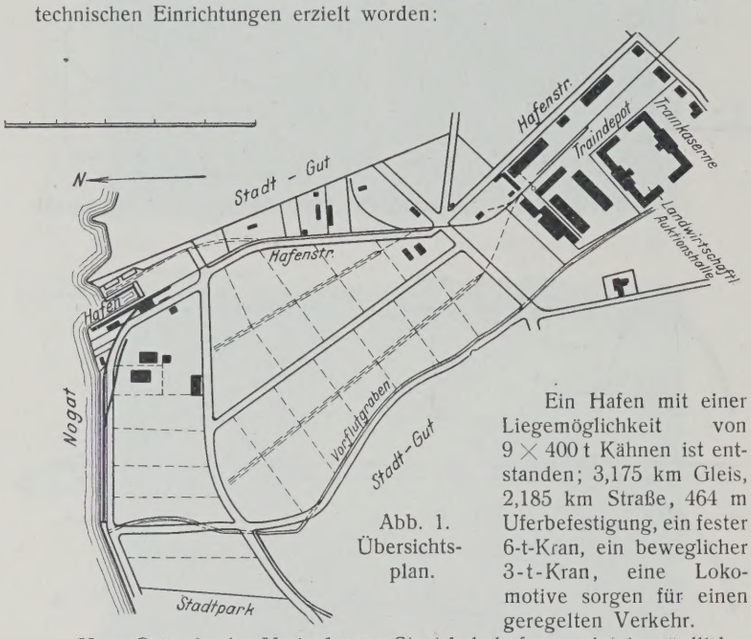


Abb. 1. Übersichtsplan.

Ein Hafen mit einer Liegemöglichkeit von 9×400 t Kähnen ist entstanden; 3,175 km Gleis, 2,185 km Straße, 464 m Uferbefestigung, ein fester 6-t-Kran, ein beweglicher 3-t-Kran, eine Lokomotive sorgen für einen geregelten Verkehr.

Vom Ostende des Marienburger Staatsbahnhofes zweigt in nördlicher Richtung ein Gleisstrang ab, der den etwa 1,5 km entfernten Umschlaghafen an der Nogat mit der Staatsbahn verbindet. Das Gleis durchschneidet das ehemalige Traindepot, das heute von Fabrikbetrieben aller Art als Fabrikationsräume ausgenutzt wird, und schließt, wie Abb. 1 zeigt, ein Gelände von ungefähr 400 000 m² als späteres Industriegelände auf, das nach Bedarf beliebig vergrößert werden kann, da das umliegende Gelände durchweg in städtischem Besitz ist. An dem nördlichen Ende entwickelt sich das Gleis in den eigentlichen Umschlaghafen dergestalt, daß ein Teil einem künstlich geschaffenen Hafenbecken als Doppelgleis entlang führt, während der andere Teil mit einem Halbmesser von 180 m dem Nogatufer zustrebt und diesem entlang als Doppelgleis entwickelt ist (Abb. 2).

Im Hafenbecken und parallel dem Doppelgleis am Nogatufer ist ein Bollwerk errichtet. Bei einer Wassertiefe von 2,50 m ist eine 12 cm starke Spundwand gerammt, die unter Wasser abschließt. Zwischen die Zangen dieser Spundwand greift mit einem ⊏-Eisen die aufgeständerte Eisenbetonkonstruktion. Im Abstande von 2 m ist auf dieses ⊏-Eisen ein I-Eisen aufgeständert, das nach oben mit einem durchlaufenden ⌊-Eisen abgedeckt ist. Zwischen die Flansche der I-Eisen sind Eisenbetonplatten eingelassen, die den Erddruck auf die I-Eisen und von da über die ⊏- und ⌊-Eisen in die Anker übertragen. Diese Konstruktion ist imstande, die Bahnlast auf dem Gleis in 3,50 m Abstand von dem Bollwerk zu tragen. Außerdem kann zwischen Bollwerk und freiem Bahnprofil eine Auflast von 2000 kg/m² gelagert werden. An Stelle der Bahnlast kann auch der bewegliche 6-t-Kran die Belastung ausüben. Dem Bollwerk ist ein System von Prellpfählen mit Reibholz vorgesetzt, um das Beschädigen des Bollwerks durch Schiffstöße zu verhindern. Spundwand und Eisenbetonkonstruktion sind alle 4 m nach hinten durch 30 mm starke Ankereisen mit einem Ankerbock verankert (Abb. 3).

Um an Geld zu sparen, ist an den nicht mit Gleisanlagen versehenen Ladestellen (Abb. 2) an Stelle des oben beschriebenen Bollwerks ein Faschinenbollwerk gewählt worden. Von der Höhe 30 cm unter Wasserlinie ab bis zu Geländeoberkante ist in einer Breite von 2 m die Erde entfernt worden. Der so entstandene Hohlraum ist mit kreuzweise geschichteten Faschinenlagen ausgelegt, in die unter Anfeuchten Erde eingestampft worden ist (Abbild. 4). Vor diese Faschinenpackung ist ein auf Pfählen ruhender Holm gesetzt, der nach hinten verankert ist, um auf diese Weise einen glatten Abschluß zu erhalten und das Anlegen der Schiffe zu erleichtern. Auch dieses Bollwerk hat sich gut bewährt. Das Bollwerk eignet sich vorzüglich zum Lagern bezw. Umschlagen von Massengütern. Probebelastungen mit 2-t-Fuhrwerken sind gut ausgefallen.

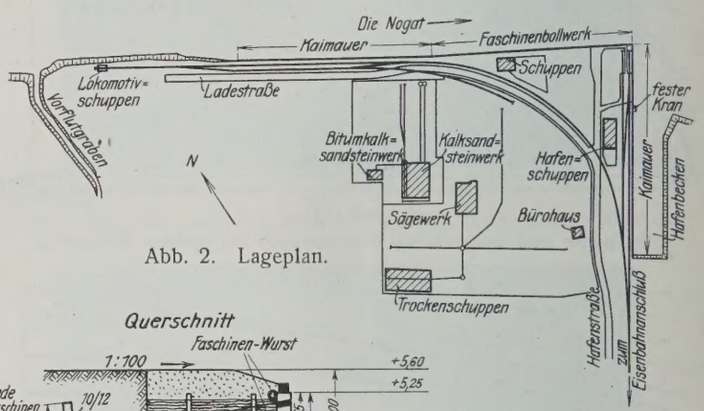


Abb. 2. Lageplan.

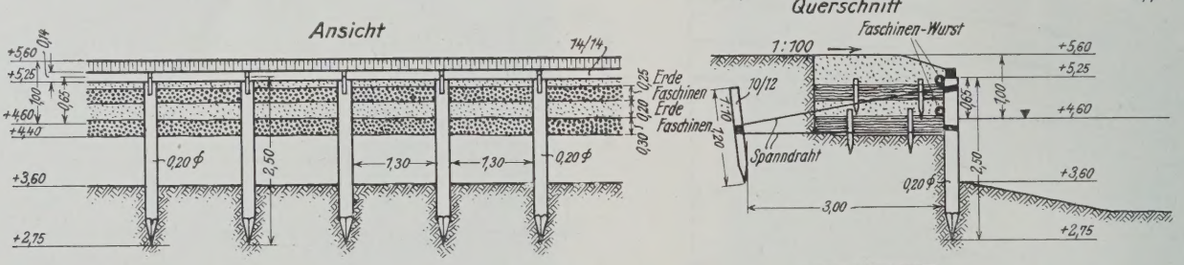


Abb. 4. Faschinenbollwerk am Nogathafen.

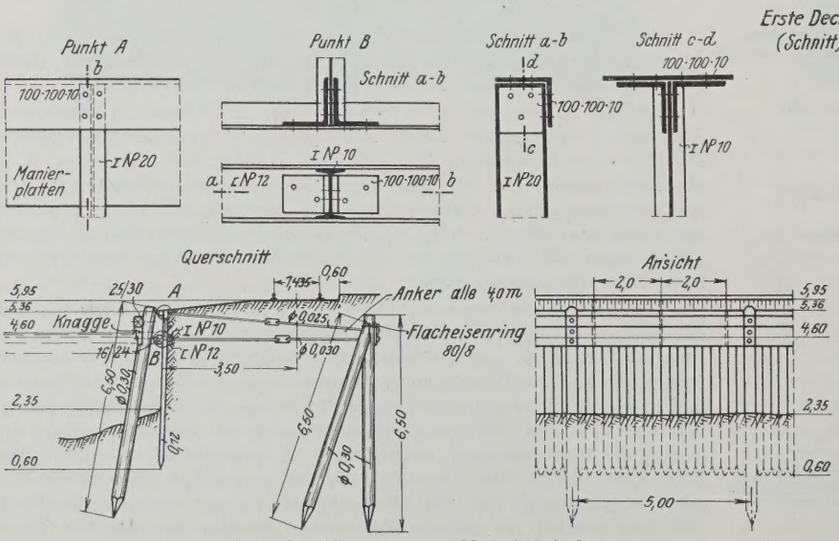
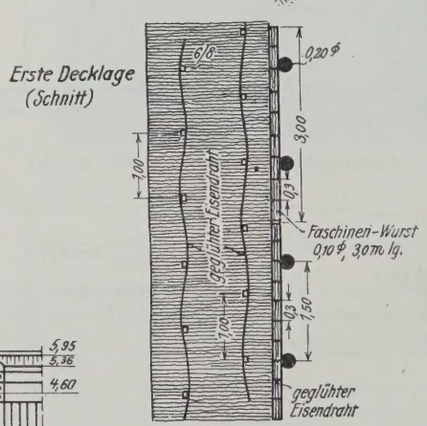


Abb. 3. Kaimauer am Umschlaghafen.



Die Herstellungskosten für das Faschinenbollwerk betragen 65 R.-M./lfd. m, für das Eisenbetonbollwerk einschließlich Spundwand und Prellwerk 208 R.-M./lfd. m.

Die an und für sich einfachen und billigen Konstruktionen der Bollwerke sind nur dadurch möglich gewesen, daß die Nogat infolge der Regulierung einen dauernd gleichmäßigen Haltungswasserstand von 4,60 m über NN hat.

Es ist allerdings damit zu rechnen, daß in späterer Zeit ein Anstau des Wasserspiegels um 50 cm zu erwarten ist. Aus diesem Grunde ist die Konstruktionsoberkante entsprechend höher gelegt worden (25 bis 30 cm über HHW).

Abb. 5 gibt eine Gesamtübersicht über den ganzen Hafen.

Nicht unerwähnt bleibe, daß bei Stromkilometer 22, mitten in der Stadt, mit dem Hafen zusammen eine kleine Umschlagstelle geschaffen worden ist. Um an Lade- und Stapelfläche zu gewinnen, wurde eine 20 m lange Ladebrücke und ein 25 m langes Faschinenbollwerk geschaffen. Der Preis der Ladebrücke beträgt 200 R.-M./lfd. m. Der Faschinenbollwerkpreis ist schon oben angegeben. Diese Umschlageinrichtung inmitten der Stadt hat sich als sehr praktisch erwiesen. Der Umschlag hat sich hier gegen das Vorjahr verfünffacht.

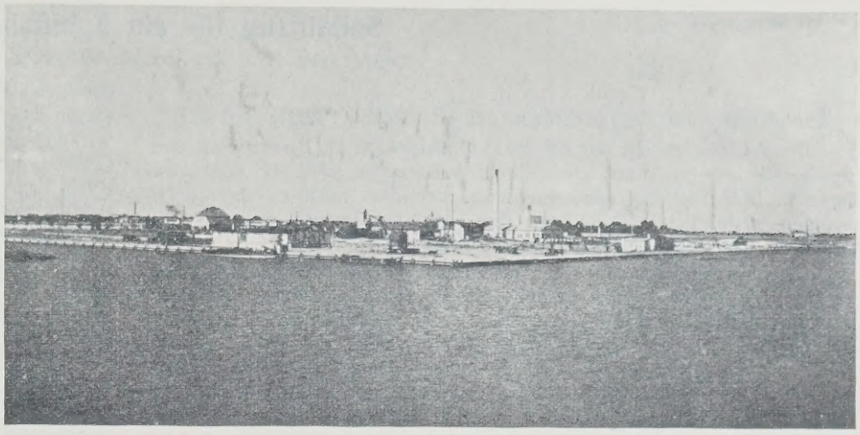


Abb. 5.

Über den allgemeinen Hafenverkehr sei kurz folgendes mitgeteilt:

Es betrug

a) der Eisenbahnwagenverkehr: im Jahre 1921: 1 063 Wagen, im Jahre 1927 bis einschl. August: 1 150 Wagen;

b) der Schiffsverkehr: im Jahre 1922: 134 Schiffe mit zus. 8 150 t, im Jahre 1926: 571 Schiffe mit zus. 23 633 t, im Jahre 1927 bis einschl. August: 642 Schiffe mit zus. 23 895 t.

Diese Zahlen zeigen, daß der Hafenverkehr in erfreulichem Aufschwunge begriffen ist.

Statistische Angaben über die deutsche Verkehrszählung vom 1. Oktober 1924 bis 30. September 1925.

Alle Rechte vorbehalten.

Verkehrszählungen auf den Landstraßen sind bei einigen deutschen Ländern schon seit vielen Jahren in größeren Zwischenräumen vorgenommen worden. Baden hat solche Zählungen seit 1850 betrieben, ebenso Württemberg und Sachsen, das z. B. auf der Internationalen Baufachausstellung 1913 in Leipzig Zählungen ausgestellt hat, die den Anteil des Kraftwagenverkehres erkennen lassen. Vielfach stammen solche Zählungen aus der Zeit nach dem Bau der Eisenbahnen, um den Einfluß des neuen Verkehrsmittels auf den Straßenverkehr festzustellen, wobei sich zumeist ergeben hat, daß der Straßenverkehr nicht zurückgegangen ist. Einheitlich für das gesamte Deutsche Reich sind zum erstenmal durch den Deutschen Straßenbauverband, dem die Straßenbauverwaltungen der preußischen Provinzen und der Länder angehören, vom 1. Oktober 1924 bis 30. September 1925 Verkehrszählungen veranstaltet worden, die zum Ziele hatten, den Einblick über den Anteil des Kraftwagenverkehres am Landstraßenverkehr zu erhalten. An der Zählung hat sich auch der Deutsche Landkreistag beteiligt. Da der Verkehr auf 89 429 km Straßen gezählt worden ist und der Deutsche Straßenbauverband 51 560 km unter seiner Verwaltung hat, so ist auch auf nahezu 40 000 km Kreisstraßen gezählt worden. Man darf demnach annehmen, daß auch von den Kreisstraßen die wichtigen mit erfaßt worden sind.

Die Straßenstrecken sind in Zählstrecken von 5 bis 10 km Länge eingeteilt worden, auf denen je drei Zählstellen eingerichtet wurden, an denen nacheinander gezählt worden ist. Auf jeder Strecke ist im Verlaufe des Jahres 21 mal gezählt worden, ebenso in 7 Nächten. Der Tag ist von 6 Uhr bis 20 Uhr gerechnet worden. Der Verkehr ist nach folgenden Gruppen erfaßt: bespannte Fahrzeuge, Personen-, Lastkraftwagen, Krafträder. Autoomnibusse sind unter Lastkraftwagen gerechnet. Für die Durchführung der Zählung sind 9 Leitsätze von einem Ausschuß des Deutschen Straßenbauverbandes aufgestellt worden. Um auch die Verkehrsarten nach ihrem Gewicht erfassen zu können, hat eine Einschätzung stattfinden müssen, da man nicht in der Lage gewesen ist, jedes Fahrzeug nachzuwiegen, wie man das übrigens in Nordamerika gemacht hat. Es ist angenommen worden:

1 Zugtier	= 0,4 t
Bespanntes Fahrzeug mit 1 Pferd, dessen Ladung zu 30 Ztr. angenommen ist .	= 1,0 t
30 bis 50 Ztr.	= 2,0 t
50 bis 70 Ztr.	= 3,0 t
über 70 Ztr. das wirkliche Gewicht	
Krafträder	= 0,3 t
Personenkraftwagen	= 2,0 t
Lastkraftwagen unbeladen	= 4,0 t
Lastkraftwagen beladen	= 8,0 t
Anhänger unbeladen	= 2,0 t
Anhänger beladen	= 6,0 t.

Die Ergebnisse, die verwaltungsbezirksweise gesammelt wurden, sind dann in der sächsischen Straßenbaudirektion unter Leitung von Ministerialrat Dr.-Ing. Speck bearbeitet und in 3 Verkehrskarten und 1 Heft zusammengestellt worden.

Es ist erfreulich, daß diese Arbeit so schnell geleistet worden ist und die Verwaltungen für die dringende Instandsetzung ihrer Straßen schon jetzt die Ergebnisse der Verkehrszählungen heranziehen können. Die Verkehrskarten *K* und *L* geben den Verkehr nach Stärke und Schwere für die unteren Verwaltungsbezirke (Bauämter oder Kreise) als farbige Quadrate an, grüne Quadrate stellen den Verkehr mit bespannten Fahrzeugen, rote den Kraftrad- und Personenkraftwagenverkehr und blaue den Lastkraftwagenverkehr dar. Da die Grenzen der Verwaltungsbezirke mit geographischen und wirtschaftlichen nicht zusammenfallen, so ist mit den Angaben dieser beiden Karten mit bezug auf die einzelne Straße wenig anzufangen. Sie lassen nur erkennen, wie die verschiedenen Fahrzeugarten in den einzelnen Landesteilen noch recht verschieden am Straßenverkehr beteiligt sind. Wertvoller und anschaulicher ist die Karte, die die 24stündigen Mittelwerte des Gesamtverkehres für jede Zählstrecke wiedergibt. Die Verkehrsgröße in Tonnen wird durch die Breite des längs der Straßenlinie laufenden Bandes 1 mm = 200 t dargestellt. Es hat sich als unmöglich herausgestellt, in der Karte des Deutschen Reiches nach den 3 Verkehrsarten zu trennen. Eine solche Unterteilung ist dagegen in den Karten der einzelnen Länder vorgenommen worden. Es stehen aber in der Reichskarte die Gesamttonnenzahlen neben den Verkehrsbändern, so daß die Verkehrsbelastung im einzelnen abgelesen werden kann.

Die Zählergebnisse sind außerden noch ausgewertet worden, indem die Straßen eingeteilt worden sind nach den Verkehrsstufen 0 bis 200 t, 201 bis 400 t, 401 bis 800 t, 801 bis 1200 t, 1201 bis 1600 t und 1601 bis 2000 t. Da hat es sich nun gezeigt, daß auf die erste Stufe bereits 41,6 %, auf die zweite 35,9 %, auf die dritte 17,2, auf die vierte 2,9 und auf die fünfte 1,3 und auf die letzte 0,5 % der gesamten der Zählung unterworfenen Strecken entfallen, d. h., daß mehr als drei Viertel der Straßen einen recht geringen Verkehr aufweisen. Diese Verhältnisse sind in besonderen Bildern, auch für die einzelnen Länder und Provinzen zur Auschauung gebracht, aus denen auch der Anteil der einzelnen Verkehrsarten hervorgeht.

Stark belastete Straßen finden sich nur in der Umgebung der Großstädte und den Industriemittelpunkten, wo allerdings sehr erhebliche Verkehrsgrößen festgestellt worden sind.

Eine weitere Auswertung hat noch in der Weise stattgefunden, daß die Straßenlängen der Länder und Provinzen, die auf die einzelnen Verkehrsstufen entfallen, verhältnismäßig zusammengesetzt sind. Dasselbe ist auch für das gesamte Deutsche Reich geschehen.

Es sind mancherlei Einwendungen gegen das Zählverfahren und die Auswertung erhoben worden. Einmal wird bemängelt, daß die Gewichte der Fuhrwerke nur geschätzt sind, und daß darin doch große Fehlerquellen stecken, zumal eine Kontrolle der Zähler schwer auszuführen ist. Aus Zählungsergebnissen, die ich selbst viele Jahre hindurch habe ausführen lassen, habe ich den Eindruck gewonnen, daß im großen und ganzen sich ein zutreffendes Bild ergibt.

Auch die Unterteilung der Zählstrecken ist beanstandet worden. Es ist aber wohl anzunehmen, daß die Zählstrecken durch einmündende Straßen begrenzt sind, zwischen denen der Verkehr nur insoweit sich ändern kann, als landwirtschaftliche Fuhrwerke in der Zählstrecke den Weg verlassen haben.

Sollten sich Mängel ergeben haben, so ist wohl anzunehmen, daß sie im D. Str. V. verhandelt, untersucht und bei der nächsten Zählung, die wohl in einigen Jahren zu erwarten ist, abgestellt werden. Ein Vorschlag sei gestattet. Es erscheint zweckmäßig, statt an Tausenden von km, die nur sehr geringen Verkehr haben, zu zählen, sich auf solche Bezirke zu beschränken, die nach ihrer wirtschaftlichen Struktur eine stärkere Zunahme in kurzer Zeit erwarten lassen, und die auch durch die vorliegende Zählung als verkehrsreich gekennzeichnet sind, und an solchen Stellen des öfteren und genauer zu zählen. Erwünscht wäre auch noch eine Zusammenstellung über die am stärksten belasteten Straßen in den einzelnen Ländern und Provinzen in dem Heft gewesen, wie sie sich in Veröffentlichungen des Bearbeiters der Zählungen, Ministerialrat Dr.-Ing. Speck, befinden. Man sieht aber den Blättern an, daß diese Arbeit mit großer Hingebung und Zähigkeit behandelt ist. Die Blätter können vom Sächsischen Finanzministerium zum Preise von 30 R.-M. bezogen werden. N.

Alle Rechte vorbehalten.

Seilaufzug für ein Schiffshebewerk.

Studie von Prof. Dr.-Ing. ehr. **O. Krell**, Berlin-Dahlem.

II.

(Entgegnung auf die Zuschrift in der „Bautechnik" 1927, Heft 45.)

Die Ausführlichkeit, mit der Herr Ministerialrat H. Burkowitz vom Reichsverkehrsministerium zu meinem Aufsatze in Heft 44 der „Bautechnik" 1927 Stellung genommen hat, veranlaßt mich zu einer nochmaligen ausführlichen Äußerung, zumal der Gegenstand wohl auch in größerem Kreise auf Interesse rechnen darf.

Aus den Ausführungen des Herrn Burkowitz in Heft 45 der „Bautechnik" zu meinem Aufsatze habe ich zu meinem lebhaften Bedauern ersehen, daß er sich von mir persönlich angegriffen fühlt, und zwar besonders durch meine Bemerkungen über den Stilbegriff. Mir lag nichts ferner als ein solcher Angriff, zu dem mir niemand Veranlassung gegeben hat. Vielleicht gelingt es mir zu zeigen, wie gerade der einzelne Mitarbeiter an einem großen Ganzen nur für den Raum, in dem er seine Aufgabe zugewiesen erhält, verantwortlich sein kann, wodurch sein Wirken bezogen auf das Ganze den Charakter des Persönlichen verliert.

Die Anfänge des Hebewerkentwurfs gehen weiter als zwanzig Jahre zurück, und ungezählte verschiedene Vorschläge sind aufgetaucht und auf ganz verschiedene Persönlichkeiten als Beurteiler bei den Behörden gestoßen. So hat die Angelegenheit „Schiffshebewerk Niederfinow", ich möchte sagen, eine eigene selbständige Existenz gegründet und sowohl bei der Behörde als auch in der Industrie Generationen überdauert als „individuelles Lebewesen" mit eigener Entwicklung. Jeder, der sich mit der alten Frage von neuem zu befassen hatte, fand sie in einem ganz bestimmten Zustande vor, wie eine gewordene Persönlichkeit, die man nicht nach Belieben modeln kann, weil sie nicht loszureißen ist von dem, was war. So galten noch vor 15 oder 20 Jahren die vielen Seile als in hohem Grade bedenklich und wurden als Gefährdung für den Betrieb argwöhnisch betrachtet. Auf diesen Argwohn führe ich es zurück, daß in dem jetzt vorliegenden Entwurfe der Regierung, gewissermaßen als nicht mehr zu umgehendes Zugeständnis an die zähen Vorkämpfer der Seile, diese nur für die Auswuchtung des Troges zugelassen wurden, daß man aber um so ängstlicher darüber wachte, den hingegebenen kleinen Finger nicht allzubald zur ganzen Hand werden zu lassen.

Die Hebewerkfrage hatte zu jeder Zeit ihr anderes Milieu, in dem geschriebene und ungeschriebene Glaubenssätze galten, die anzutasten als Ketzerei betrachtet wurde. Anderseits stand sie dauernd so im Vordergrunde des technischen Interesses, daß jeder zu jeder Zeit seinen persönlichen Standpunkt dazu einnahm. Gerade bei der Zwangläufigkeit des Verwaltungsapparates der Behörden fand jeder Nachfolger einen gewissen unabänderlichen Bestand von Fragen vor, auf dem er weiterbauen mußte, weil ihm verwaltungstechnische Schwierigkeiten die Möglichkeit benahmen, sich ein anderes Fundament zu schaffen. Daher reicht auch die persönliche Verantwortlichkeit bei so langlebigen Fragen, wie dem Schiffshebewerk, nicht sehr weit. Und auf dem technischen Gebiet ist es das gleiche. Hatte man sich einmal auf die Beschränkung der Funktion der Seile, auf die Auswuchtung des Troges festgelegt, so stellt der Regierungsentwurf ein konstruktiv vollkommen folgerichtig entwickeltes Ergebnis dar. Ich stehe sogar nicht an, die Einzelkonstruktionen, Drehriegel und nachgiebiges Ritzel, mit ihren von den Bewegungen des Troges unabhängigen Führungen und sonstigen erfinderischen Einzelheiten im Rahmen der lokalen Aufgabe als voll gelungene, unübertreffbare Lösungen zu bezeichnen, denen gegenüber ihre Konstrukteure mit Recht Befriedigung empfinden. Not macht eben erfinderisch. Wenn ich dieselben Konstruktionen aber im Rahmen des gesamten Bauwerkes betrachte, empfinde ich sie als Stillosigkeiten und würde dies auch tun, wenn ich selbst auf dem gleichen Wege der zwangläufigen Entwicklung auf sie gekommen wäre.

Vielleicht trägt auch noch folgende Erwägung zur Klärung des heiklen Themas „Stilbegriff" etwas bei. Da auch mein Vorschlag natürlich nur ein Kompromiß ist, muß auch er Stilwidrigkeiten bergen, denn diese machen eben eine Konstruktion zum Kompromiß. Man könnte da z. B. schreiben: „Es ist stillos, die kleinen zur Bewegung eines ausgewuchteten Troges erforderlichen Kräfte auf Vorgelege wirken zu lassen, die wegen ihrer klobigen Abmessungen zum Betriebe mit mehreren hundert Pferdestärken ausreichen würden." Stillos, aber notwendig! so wie die von mir für den Regierungsentwurf aufgezählten Stillosigkeiten auch notwendig sind — notwendig als Folge der Beschränkung der Seile auf die Auswuchtung des Troges. Wenn aber bei einem Kompromiß allmählich allzu viele Stillosigkeiten „notwendig" werden, dann ist es Zeit, die Grundlagen zu revidieren. Vielleicht findet jemand an meinem Vorschlage noch weitere Stillosigkeiten. Sind sie notwendig, so finde ich mich mit ihnen ab, ohne gekränkt zu sein. Sind sie nicht notwendig, dann werden sie beseitigt.

Diese robusten Schneckenvorgelege zeigen uns deutlich, wie sich Stillosigkeiten stets auch praktisch fühlbar machen. Hier durch den geringen Wirkungsgrad. Es wäre aber falsch, nicht sehenden Auges diesen Nachteil mit in Kauf zu nehmen und eine Verbesserung des Wirkungsgrades[1]) anzustreben, denn abgesehen davon, daß bei der Größenordnung der zur Bewegung eines ausgewuchteten Troges erforderlichen Energie auch der geringe Wirkungsgrad keine Rolle von Bedeutung spielen kann, tauscht man gegen diesen Nachteil den ausschlaggebend wichtigen Vorteil ein, durch die selbstsperrenden Vorgelege in jedem Augenblicke des Betriebes die gewaltigen Massen fest in der Hand zu haben und von der Furcht vor unkontrollierbaren Beschleunigungen befreit zu sein. Kann man sich solche „Stillosigkeiten" nicht gefallen lassen?

Ich hoffe die Verwaltung davon überzeugt zu haben, daß mit der Aufzählung der von mir empfundenen Stillosigkeiten, die, bis auf eine, ebenso viele konstruktive Notwendigkeiten darstellen, nicht ein einziger persönlicher Angriff beabsichtigt gewesen ist. Diese Aufzählung sollte vielmehr nur eine möglichst gedrängte Charakterisierung des in jahrzehntelanger historisch-technischer Bearbeitung entstandenen Entwurfes darstellen.

Viele von den Punkten, die Herr Burkowitz anführt, um meine Angriffe gegen den Regierungsentwurf zu entkräften, stehen anscheinend unter dem Einfluß der Erregung über meinen vermeintlichen persönlichen Angriff. So kommt dadurch Herr Burkowitz gleich an der Spitze seiner Erwiderung auf meinen Aufsatz dazu, mit Kanonen nach Sperlingen zu schießen.

Die Weglassung des Wörtchens „die" in dem Ellerbeckschen Satze „Es erscheint zweckmäßig, den Drahtseilen nur die eine Funktion der Verbindung zwischen Trog und Gegengewichten zu übertragen", ist nämlich ein einfacher Schreib- oder Druckfehler, ebenso wie z. B. der, den Herr Burkowitz seinerseits übersehen hat, daß im Original das diesem „die" nachfolgende Wörtchen „eine" im Sperrdruck steht. Das „die" kann auch unmöglich den Leser an die 18 Seiten vorher stehende Anderton-Anlage haben erinnern wollen, sondern ist ein Hinweis auf die unmittelbar folgende nähere Umschreibung der Funktion „der Verbindung zwischen Trog und Gegengewichten". Bei der Deutung, die Herr Burkowitz einem Schreibfehler gibt, hätte ihm nicht entgehen dürfen, daß ich denselben Satz auf Seite 637 rechts unten richtig mit dem Wörtchen „die" anführe.

Ich war nie im Zweifel, was die Behörde meinte, wenn sie von den „Funktionen" der Seile sprach, nämlich dieselben, wie sie bei dem Hebewerk Anderton unter Punkt 1 bis 4 aufgezählt sind. Es muß mir aber unbenommen bleiben, den Begriff Funktion auch anders zu umgrenzen, wenn ich dies nur genügend klar zum Ausdruck bringe, und daran hat es, wie ich hoffe, nicht gefehlt.

Herr Burkowitz weist auf die unscheinbare Größenordnung dieser Belastungsänderungen der Seile hin. Mit vollem Recht. Daher habe ich auch nie verstanden, weshalb man sich so scheut, den Seilen mehrere Funktionen zuzumuten. Ich hätte nicht gedacht, daß ein Techniker diese schematisch zeichnerische Übertreibung als „Irreführung" ansehen könnte. Jede Annäherung an die wahren Verhältnisse hätte immer noch Übertreibung bleiben müssen, weil der richtige Maßstab zeichnerisch unausführbar ist, und dann wäre die Gefahr der Irreführung erst eingetreten und viel größer gewesen als bei meiner als solche sofort erkennbaren Karikatur.

Auch dieser Vorwurf der Irreführung verfehlt sein Ziel. Es war notwendig, auf diese Verhältnisse einmal mit Mitteln hinzuweisen, durch die die Aufmerksamkeit des Lesers aufgerüttelt wird. Das ist mir anscheinend auch gelungen. Bisher sind diese Zusammenhänge meist übersehen oder in ihrer Bedeutung nicht voll gewürdigt worden. Trotz ihrer relativen Kleinheit aber sind diese verschiedenen Kräfte noch immer groß genug, um bei den Schwingungserscheinungen unliebsam mitzuwirken.

Wenn es Herrn Burkowitz unbequem ist zuzugeben, daß bei meiner Anordnung die Seile von allen diesen zusätzlichen Belastungen des Loebellschen Antriebes unbeansprucht bleiben, so ist das sehr begreiflich, zumal man doch gerade meinem Vorschlag vorwirft, daß er den Seilen mehr Aufgaben zuweise als der Entwurf der Verwaltung. Auch die von mir konstruktiv-stilistisch beanstandete Tatsache, daß hier Kräfte „spazieren geführt" werden, wird durch den Hinweis auf die Kleinheit dieser Kräfte nicht aus der Welt geschafft.

Herr Ellerbeck bezeichnet es in seinem Vortrag als „zweckmäßig", den Seilen nur die eine Funktion der Verbindung zwischen Trog und Gegengewichten zu geben, und stellt fest, daß im Gegensatz zu Anderton bei Niederfinow die Seile nur eine Aufgabe haben sollen (!!), die Verbindung des Troges mit den Gegengewichten. Der behördliche Entwurf will diesen Standpunkt in die Tat umsetzen, mein Vorschlag wird im Hinblick darauf, daß er gegen diese Einstellung verstößt, zurückgewiesen — und trotzdem erklärt Herr Burkowitz, es sei bei der Behörde

[1]) Aus einer solchen Überlegung ist die Idee des Drehriegels geboren.

„von solcher Vorschrift nichts bekannt“. Die Tatsache besteht, daß die Behörde auch heute noch die Seile von den Funktionen des Antriebes und der Sperrung ausgeschlossen sehen will und meinen Vorschlag ablehnt, der die Seile zu allem, wozu sie ihrem Wesen nach sich eignen, ausnutzen will.

Es ist lohnend, die auseinanderstrebende Entwicklung dieser beiden konstruktiven Wege nebeneinanderzustellen. Die nebenstehende Tabelle spricht wohl im einzelnen für sich. Ich wollte durch sie zur Anschauung bringen, wie einheitlich auf der linken Seite sich alle „Funktionen“ im Regelbetrieb und Katastrophenfall zusammenfassen lassen und wie sich auf der rechten Seite die an der Wurzel eingeleitete Zerstückelung der „Funktionen“ bis in die Ausläufer der Konstruktion verfolgen läßt. Wenn beide Ausarbeitungen konstruktiv folgerichtige Entwicklungen sind — und davon bin ich überzeugt —, so müssen alle sich ergebenden Verschiedenheiten des ganzen Baues ihren Grund nur in der Verschiedenheit der Ausgangspunkte, d. h. in der Verschiedenheit der Ausnutzung der Seile haben.

Die in meinem Aufsatze versuchte Gegenüberstellung hat neben der von mir immer behaupteten großen praktischen Bedeutung auch einen hohen lehrhaften Wert in der Erkenntnis, daß sich grundlegende Entschließungen bis in die äußersten Ausläufer des endgültigen konstruktiven Gebildes hinein auswirken.

Noch einige Punkte, die in den Bemerkungen des Herrn Burkowitz berichtigt werden müssen! So handelt es sich bei dem Diagramm Abb. 42 des Ellerbeckschen Vortrages nicht um ein „offensichtliches Versehen“ von mir, ich habe nur leider unterlassen, darauf besonders hinzuweisen, daß ich das Schaubild nur als schematisches Beispiel einer abklingenden elastischen Entspannung nach ruckweisem Anspringen, wie es später beim Antrieb von der Trogseite her im wesentlichen eintreten wird, verstanden wissen will. Aus dem Text hätte man dies ohne weiteres entnehmen können, denn ich spreche dort deutlich von der Vorspannung des Troges und der Seile, und daß in diesem Sinne weder in Eberswalde noch in Dahlem von einem Trog die Rede sein kann, ist selbstverständlich. In Dahlem gibt es überhaupt keinen Trog, und das Trogstück in Eberswalde schwingt nicht genug in sich.

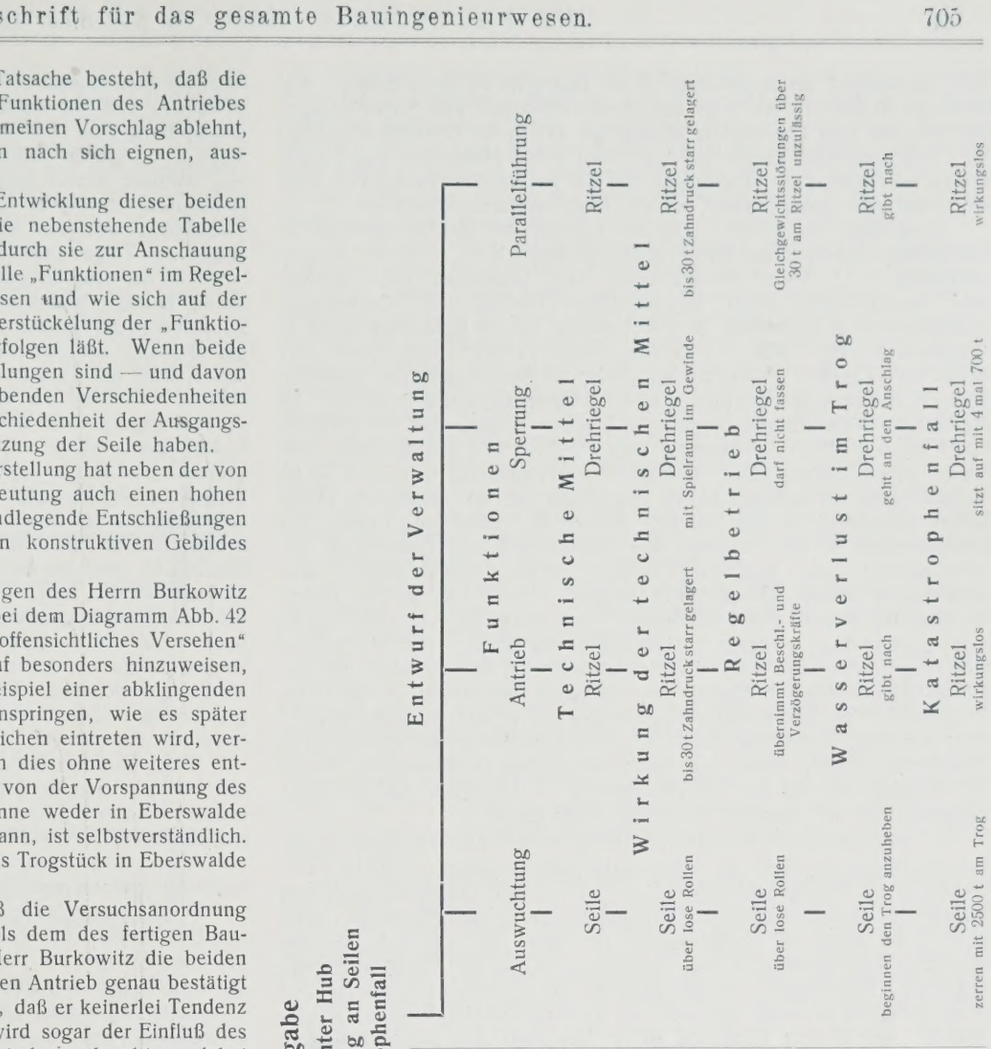
Darin hat Herr Burkowitz aber Recht, daß die Versuchsanordnung mechanisch viel ähnlicher meinem Antrieb ist als dem des fertigen Bauwerks. Deshalb begrüße ich es dankbar, daß Herr Burkowitz die beiden neuen Schaubilder bringt, in denen man für meinen Antrieb genau bestätigt findet, was ich von ihm behauptet habe, nämlich, daß er keinerlei Tendenz zu Schwingungen zeigt. Bei Leonardschaltung wird sogar der Einfluß des Meßfederstabes fast vollkommen zum Verschwinden gebracht, und bei Beseitigung auch dieser Federung könnte auf eine ideal verlaufende Schaulinie mit Sicherheit gerechnet werden. Nicht so für den Antrieb von der Trogseite her. Hier läßt sich das Bild nicht ebenso als Bestätigung der bei Leonardschaltung später eintretenden wirklichen Verhältnisse betrachten, weil eben der eigenartige elastische Einfluß des Troges selbst fehlt, der natürlich durch den Meßfederstab nicht befriedigend nachzuahmen ist. Hier setzt die Wirkung meiner Seilfunktionen ein, die Herr Burkowitz so gern vernachlässigen möchte. So klein sie sind, so können sie nach meiner Überzeugung doch bei den Schwingungsverhältnissen zwischen Trog und Aufhängung eine unvorhergesehene Rolle spielen.

Durch diese wertvolle Hilfe hat der in meinem Aufsatz (Heft 44, S. 634) in Sperrdruck gebrachte Satz für meinen Antrieb bereits die Stütze des Versuches gefunden und kann somit in vollem Umfange bestehen bleiben, wogegen sich meine Behauptung über den Antrieb von der Trogseite her allerdings erst an dem ausgeführten Bauwerk als richtig oder falsch erweisen lassen wird.

Im Hinblick auf mein vermeintliches „Versehen“ bemerkt Herr Burkowitz: „Herrn Krell sind auf Wunsch Ergebnisse der Versuche bereitwillig zur Verfügung gestellt worden; er hätte sich also über diese Dinge unterrichten und die Ursache für die Schwingungserscheinungen in dem von Ellerbeck veröffentlichten Diagramm leicht finden können.“ Nun, die mir „auf Wunsch bereitwillig zur Verfügung gestellten Ergebnisse der Versuche“ bestanden in der Angabe der elastischen Verlängerung der acht in Dahlem untersuchten Versuchsseile, die in der Ellerbeckschen Tabelle fehlten. Das war alles! Wie ich daraus „also die Ursachen für die Schwingungserscheinungen in dem Ellerbeckschen Diagramm hätte leicht finden können“, verstehe ich nicht recht. Ich brauchte es auch nicht, denn ich war durch den Ellerbeckschen Vortrag bereits durchaus genügend unterrichtet. Die Burkowitzsche Darstellung gibt zu Mißverständnissen Anlaß, denn wie ich höre, hat sie bei einigen Lesern bereits den Eindruck hinterlassen, als hätte ich ein ganzes Aktenstück bekommen.

Die heikle Patentfrage wäre meiner Ansicht nach am besten gar nicht angeschnitten worden, zumal es sich für mich verbietet, wegen meiner früheren Zugehörigkeit zu dem Konzern der DEMAG darauf einzugehen.

Die Eberswalder Versuche am Teilmodell in 1 : 5 mit den Modellschleppversuchen für den Schiffbau zu vergleichen ist unzulässig. Die Schleppversuche greifen einen einzigen Punkt für die Untersuchung heraus, den Widerstand der Schiffsform; vor allem aber war hier die Möglichkeit gegeben, fortlaufend in jahrzehntelanger Übung die Reduktionsformeln



durch Messungen am ausgeführten Schiff rückwärts zu kontrollieren. Wie heißt die Reduktionsformel für die Massenwirkungen und Schwingungen, die man aus dem Eberswalder Modell für das große Bauwerk abgeleitet hat? Ich habe doch gerade auf das Fehlen dieses Maßstabes hingewiesen. Liegen erst einmal die Erfahrungen mit der großen Ausführung vor, dann wird man ganz genau wissen, wo der Modellversuch versagt hat.

Dann lese ich weiter: „Das im Entwurf der Reichswasserstraßenverwaltung angenommene Ritzel für den Trogantrieb ist als starr gelagert anzusehen. . . . . Es ist deshalb falsch, dem Drehriegel, oder richtiger dem nachgiebigen Ritzel irgendwelchen Einfluß auf Schwingungserscheinungen zuzuschieben, da die Federung nur im Katastrophenfalle in Wirksamkeit tritt." Nun, ich verstehe unter „starr", daß etwas eher bricht als nachgibt. Hören wir nun, was der Bericht über das Verhalten dieses „starr" gelagerten Ritzels in Eberswalde sagt. Da heißt es: „Im Verlauf der Versuchsfahrten stellte sich ferner heraus, daß die Antriebsritzel während der Trogbewegung ständig federnd ausschlugen. Dies wurde darauf zurückgeführt, daß die Federvorspannung sehr klein ist im Verhältnis zu der riesigen trägen Trogmasse, die an elastischen Drahtseilen aufgehängt ist und auf jede äußere Krafteinwirkung zufolge von Unebenheiten in der Führung, von ungleichmäßigem Zahneingriff der Antriebsritzel, von ungenauer Teilung in der Triebstockleiter usw. schwankend (!) und schaukelnd (!) reagiert. Durch Erhöhen der Federvorspannung konnte dieser Übelstand zwar vermindert, aber nicht völlig beseitigt werden." Und das am Modell in 1:5!! Wie werden sich diese Verhältnisse trotz aller Präzisionsarbeit[2]) erst gestalten bei den 125mal (!) gewaltigeren Massen der wirklichen Ausführung, in der einem Troggewicht von 4200 t Ritzelvorspannungen von je 30 t gegenüberstehen? Sind das nicht Kinderhändchen, die das unheimlich große Wasserbecken balancieren sollen, wenn dessen schwere Füllung in Bewegung kommt und anfängt hin und her zu schwappen? — Behaglich für den Konstrukteur kann ich derartige Aussichten nicht finden.

Es wird bestritten, daß die Verwaltung bei der Wahl der siebenfachen Bruchsicherheit der Seile die damit verbundene geringere elastische Nachgiebigkeit im Auge gehabt habe. Dann ist sie eben unbewußt zu diesem für ihre Anordnung unbedingt notwendigen Nebenvorteil gekommen, denn eine große elastische Nachgiebigkeit der Seile, wie sie z. B. bei nur vierfacher Bruchsicherheit mein Vorschlag hat, würde den Drehriegelbetrieb vollständig ausschließen. Zudem geht fast der ganze Vorteil der höheren Bruchsicherheit durch die Nachteile des größeren Seildurchmessers wieder verloren, der größere Stauchung an der Innenseite und ungleichmäßigere Querschnittsbelastung im Gefolge hat.

Bei Schrägstellung des Troges innerhalb der Drehriegelbegrenzung scheinen die Konstrukteure das volle Zutrauen zur Widerstandsfähigkeit der Drehriegel zu haben. Das mag berechtigt sein für den Fall, daß diese Schrägstellung so langsam eingenommen wird, daß mit dynamischen Kräften nicht zu rechnen ist. Schwankt aber z. B. das Wasser im Troge hin und her (ganz in Ruhe wird es selten sein), dann haben die Enden des Troges einen freien Weg von 20 cm zwischen den Anschlägen des Drehriegels zur Verfügung. In diesem Falle kann der Druck auf den Drehriegel ein Vielfaches des in den technischen Bedingungen für die Festigkeitsberechnung Vorgesehenen betragen und eine Katastrophe herbeiführen. Auch wenn das hakende Hindernis am Trogende plötzlich nachgibt und der Trog sich mit elastischer Vorspannung losreißt, kann eine recht erhebliche Beschleunigung entstehen. Es sind eben immer 4200 t und u. Umst. noch die Gegengewichte usw. in Bewegung. Herr Burkowitz behauptet — ohne nähere Begründung — für meinen Vorschlag, daß ein Hängenbleiben des Troges an der Wasserhaltung eine Katastrophe im Gefolge haben müßte. Es passiert aber gar nichts, auch keine Katastrophe. Die Klemmung würde den Anfahrwiderstand und damit den zum Anfahren erforderlichen Ankerstrom erhöhen, so daß durch den Automaten die sämtlichen Motoren abgeschaltet würden, bevor sie noch in Bewegung gekommen sind. Durch 280 Seile und 16 Ketten in jedem Augenblick gezügelt, kann der Trog nie bedenkliche Mengen kinetischer Energie aufspeichern, er geht nie „frei", wie dies im Wesen des Drehriegels bedingt ist. Aus diesem Grunde würde der Trog nie eine Beschleunigung von Belang erhalten können, denn alle Seile und Ketten bleiben stets stramm gezogen. Für alle Fälle wäre ja auch noch an beiden Enden des Troges ein Automat, der bei außergewöhnlicher Änderung des Wasserstandes alle Motoren stillsetzt, und auch das Stehenbleiben einzelner Motoren, z. B. an dem hakenden Ende, würde sofort den Betriebsstrom unterbrechen. Also dreifache Sicherheit!

Dann wird davon gesprochen, „daß das ganze Triebwerk regelmäßig beim Ausschalten des Stromes den elektrischen und mechanischen (!) Zusammenhalt verliert". Was soll das heißen, wenn beim Stillstand alle Winden in Selbstsperrung den ganzen Antrieb mechanisch ideal zusammenhalten? „Jede Bremse wirkt dann nämlich unabhängig (!) von den anderen für sich;" zu diesem Zweck sind wohl die Bremsen elektrisch unter sich und mit den Motorankern hintereinandergeschaltet?! „jede mit anderem Bremsweg und mit anderem Auslauf, da Luftpuffer, Bremsklotzabnutzung und Reibung eine unkontrollierbare, leicht verhängnisvoll werdende Rolle spielen. Es würde vorkommen, daß ein Windenblock schon festgebremst ist, während andere noch nachgeben können." Auch nicht eine einzige Behauptung davon ist richtig! Hier fehlt der Einblick in die Schaltung vollständig. Ich will im folgenden versuchen, das Anfahren und Stillsetzen des Troges noch einmal klarzumachen.

Soll der Trog in Bewegung gesetzt werden, und die Betriebsstromstärke betrüge beispielsweise 50 Ampère, dann werden bei dem ganz allmählichen Anwachsen des Stromes durch die Primärspannungsregulierung die Bremsen auf den Schneckenwellen der selbstsperrenden Vorgelege schon etwa bei 15 oder 20 Ampère[3]) gelöst, während die Motoren noch stehen; dann wird der Strom weiter gesteigert, bis bei etwa 50 Ampère die Reibung der Ruhe überwunden wird und sich die sämtlichen Motoren in Bewegung setzen, alle mit dem gleichen Drehmoment, d. h. den Seilgruppen und Ketten gleiche Spannung erteilend. Beim Stillsetzen des Troges ist der Vorgang umgekehrt. Die Leonardschaltung läßt die Geschwindigkeit der Motoren ganz allmählich bis auf die geringsten Umdrehungszahlen und dann auf Null herunterbringen; da gibt es keinen Nachlauf, weil zuletzt kein Schwungmoment mehr vorhanden ist. Die Motoren werden also wieder mit etwa 50 Ampère stehenbleiben, immer die Seile in der gleichmäßigen Spannung haltend. Die Bremsen stehen noch offen. Bei weiterer Herunterregulierung der Stromstärke fallen die Bremsen dann bei 20 oder 15 Ampère wieder ein, die Selbstsperrung des Vorgeleges sichernd. Dabei ist es ohne Belang, ob die Bremsen alle gleichzeitig einfallen oder nacheinander, denn die Motoren stehen sicher, bevor die Bremsen in Tätigkeit treten.

Wenn mir Herr Burkowitz nicht glaubt, daß alle diese Vorgänge sich mit vollkommener Betriebssicherheit und so, wie von mir dargestellt, abspielen, weil er der Elektrotechnik nicht das ausreichende Vertrauen entgegenbringen kann, so wäre es besser, dies ohne Rückhalt auszusprechen, statt sich katastrophale Fälle auszumalen, deren „Folgen gar nicht auszudenken und für eine Betriebsverwaltung untragbar sind".

Der Elektrotechniker verfügt ohne Zweifel über ausreichende Mittel und Erfahrungen, um bei sorgfältiger Durcharbeitung meines „Vorschlages" bis zum Entwurf ein Bauwerk anzubieten, das dem Entwurfe mit dem Drehriegel und nachgiebigem Ritzel an Betriebssicherheit überlegen ist.

Noch weiter auf elektrische Fragen in einer bautechnischen Zeitschrift einzugehen, muß ich mir versagen; nur noch ein Mißverständnis darf nicht ungeklärt bleiben. Herr Burkowitz behauptet, ich hätte Maximal- und Minimalausschalter als Lückenbüßer bezeichnet. Das trifft nicht zu. Im Gegenteil, gerade da bin ein Gegner der Relais und Automaten, wo sie nur Lückenbüßer sind. In vielen Fällen aber sind sie unentbehrlich und leisten dem Elektrotechniker wertvolle Dienste. So wird man auch beim Hebewerk an vielen Stellen auf diese wichtigen Helfer nicht verzichten können. Ich habe nur davon gesprochen, daß „die Rolle eines Lückenbüßers gerade in diesem Falle nicht der Entwicklungsstufe, auf der die Elektrotechnik heute steht, entspricht"; und daß ich es daher auch „als ein modernes Kennzeichen meines Vorschlages betrachte, daß dabei der Elektrotechniker in völliger Gleichberechtigung zu Worte kommen soll".

Als Sündenbock für alles soll ich den Drehriegel nach Patent 380377 hingestellt haben. So unschuldig an den acht Stillosigkeiten, daß man ihm diesen Namen beilegen könnte, ist er gar nicht, ich möchte ihn vielmehr die Stammutter von allen diesen ganz folgerichtig entwickelten und ihre Abstammung nicht verleugnenden „notwendigen" Konstruktionen nennen. Die Urahne jedenfalls ist der Entschluß, den Seilen nur die eine Aufgabe der Auswuchtung zu übertragen, denn dieser Entschluß mußte als erstes Kind den konzentrierten Antrieb, sei es mit Spindeln, Zahnstockleitern oder Ketten, zeitigen. Damit kamen die Schwierigkeiten mit den Spindeln, sowie der Wunsch, den schlechten Wirkungsgrad der Selbstsperrung zu vermeiden.

Die Auseinandersetzung über den Stilbegriff aufgreifend, schreibt Herr Burkowitz: „Daß der Trog im Katastrophenfalle wie eine Brücke auf vier Auflager abgesetzt wird, soll stillos sein?" Habe ich denn das behauptet? In meinem Aufsatze heißt es: „Es ist stillos, einen Trog durch Aufhängung an 256 Seilen wie ein rohes Ei zu behandeln, um ihn im Katastrophenfalle nur an vier Punkten mit einer konzentrierten Kraft von je 700 t zu packen und im übrigen biegende Kräfte von 2500 t Übergewicht an ihm wuchten zu lassen."

Das ist doch etwas anderes. Im übrigen habe ich versucht, den angezogenen Vergleich mit einer Brücke durch die nachstehenden Abb. 1 u. 2 zu erläutern, nur muß ich, soweit der Vergleich hinken sollte, Herrn Burkowitz die Verantwortung dafür überlassen. Zunächst ist sicher, daß der Trog nur mit einer Hängebrücke verglichen werden kann. Die Fahrbahn sei gleichmäßig mit 2500 t Schnee (S—S) belastet. Die vielen

[2]) Denn außer den Ausführungsungenauigkeiten gibt es noch andere Schwingungserreger, z. B. die in Bewegung befindliche Trogfüllung.

[3]) Man hat es in der Hand, die zweckmäßigste Stromstärke zu wählen.

Seile lassen biegende Kräfte von Belang nicht auf die Fahrbahn kommen. Nun schmilzt der Schnee. In meinem Falle (Abb. 1) ändert sich nichts, als daß die Seile um 2500 t weniger auf Zug beansprucht werden. Im Falle Burkowitz (Abb. 2) wird die Fahrbahn in den Punkten *a* und *b* gewaltsam festgehalten, die Seile werden aktiv (!) und zerren mit 2500 t nach oben an der Fahrbahn, die sich nach der punktierten Linie deformieren will. Die Lösung Abb. 2 empfinde ich als stillos, weil hier der Trog das eine Mal im Regelbetrieb als Hängebrücke, das andere Mal im Katastrophenfalle als Balkenbrücke beansprucht wird. Die von Abb. 1 als stilgerecht, weil in beiden Fällen die Beanspruchung des Troges einheitlich als Hängebrücke die gleiche bleibt. Daß in dem Entwurfe der Verwaltung der Trog nur in den Punkten *a* und *b* gefaßt werden kann, um nicht die Biegungsmomente noch größer zu machen, beseitigt die Stillosigkeit nicht, sondern rechtfertigt sie nur als notwendige Folge des Antriebes Loebell im Rahmen dieses Kompromisses.

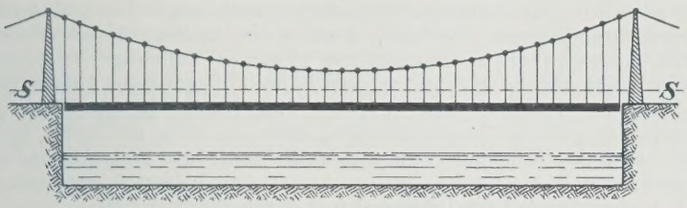


Abb. 1.

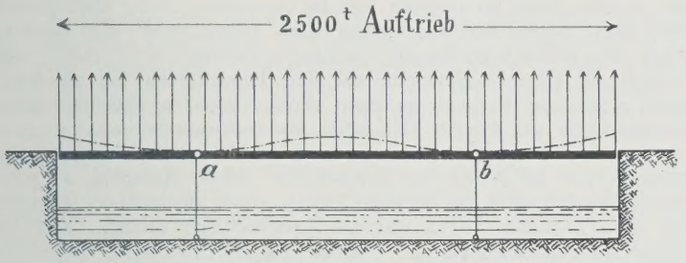


Abb. 2.

Des weiteren sagt Herr Burkowitz: „Man braucht einen gut ausgewogenen Trog nicht gerade an den Enden zu fassen, um ihn parallel zu führen. Wenn man ihn also an den Stellen führt, wo er im Katastrophenfalle abgesetzt wird, statt besondere Führungen zu bauen, ist das stillos?“ Ganz abgesehen davon, daß es Herrn Burkowitz schwerlich gelingen wird, bei dem nach Patent 380 377 angetriebenen Trog noch „besondere Führungen zu bauen“, fordert man zuverlässige Parallelführungen eben gerade für den Fall, wenn der Trog nicht „gut ausgewogen“ ist, und in diesem Falle ist es stillos, den außer Gleichgewicht geratenen Trog anderswo zu fassen als an seinen äußersten Enden. Auch hier ist der Regierungs-Entwurf gezwungen, die Parallelführung an die nachgiebigen (!) Ritzel zu legen. Das entschuldigt die Stillosigkeit, beseitigt sie aber nicht.

Den dritten Fall der parallelgeschalteten Seile behandle ich an anderer Stelle. Er ist der schlimmste, insofern als seine Stillosigkeit nach meiner Überzeugung nicht einmal notwendig ist.

Die Pendelstützen! Ich empfinde es als stillos, diesen unheimlich stark beanspruchten Organen „von vornherein den Charakter doppeltgebrochener Säulen zu geben“. So sagte ich, und um meinem Empfinden recht deutlichen, unzweifelhaften Ausdruck zu verleihen, entwerfe ich eine — „Charakterzeichnung“. Nun stellt Herr Burkowitz an dieser Zeichnung die Maße und Verhältnisse richtig und weist sonst noch nach, daß diese Zeichnung eine Karikatur sei. Hat man ihr denn das nicht ohne weiteres schon angesehen?! Ich sehe in solchen zeichnerischen Übertreibungen ein meistens zuverlässig wirkendes, erlaubtes Mittel, sich für bestimmte Dinge die sonst fehlende Aufmerksamkeit zu erzwingen. Wo habe ich übrigens „Befürchtungen“ ausgesprochen? Warum werden mir solche in den Mund gelegt? Nur um diese unausgesprochenen Befürchtungen für „haltlos“ erklären zu können?

Die Aufklärung, die Herr Burkowitz wegen der Verwendung der unrichtigen Zeichnung für meinen Vorschlag im Ellerbeckschen Vortrag gibt, befriedigt mich nicht, er hätte mich bei meinem Irrtum, es handle sich um ein Versehen, lassen sollen. Ich ziehe keinen Augenblick in Zweifel, daß Herr Ellerbeck hier optima fide gehandelt hat, aber es wird auch mir niemand verübeln, wenn ich Wert darauf lege, daß alles, was über meinen Vorschlag in die Öffentlichkeit gebracht wird, auch richtig ist. Zudem hat mich letzten Endes die unrichtige Zeichnung und die nach meinem Empfinden unbefriedigende Begründung der Ablehnung meines Vorschlages im Ellerbeckschen Vortrage zu der Besprechung des Regierungsentwurfes veranlaßt.

Nun zu den reibungsschlüssigen Seilen, die Herr Burkowitz in neun in Frageform gehaltenen Behauptungen behandelt. Er schließt: „Soviel Fragen, soviel fehlende Antworten.“ Ich bin um die Antworten nicht verlegen.

Wenn Herr Burkowitz z. B. Schwierigkeiten im Aufbringen der fünf Seile auf die Trommel erblickt, so halte ich mich gern dazu bereit, diese Arbeit zu übernehmen, wenn es vielleicht doch noch zu einem Versuch mit einer Doppelwinde kommen sollte. Es ist ein Kinderspiel mit meinen 30-mm-Seilen, und auch die Seilspannungen will ich ihm gern mit Dynamometern vormessen. Allein die Prozedur hier zu beschreiben, würde den Rahmen und den Zweck dieses Aufsatzes zu sehr überschreiten.

Die grundsätzliche Meinungsverschiedenheit, auf der die von Herrn Burkowitz erhobenen Zweifel beruhen, besteht darin, daß er den Spannungsausgleich zwischen den Seilen auf der einen und der anderen Seite der reibungsschlüssigen Trommel nicht zugibt, während ich ihn im Beharrungszustande (d. h. nachdem die Winden und Seile eingelaufen sind) als vorhanden betrachte. Ich verweise hier auf das in meinem Aufsatze („Die Bautechnik“ 1926, Heft 17) veröffentlichte Sachverständigengutachten über meinen Seiltrieb, in dem der Satz enthalten ist: „Es ist grundsätzlich auch möglich, das Hebewerk mit $4^1/_2$facher Umschlingung der Trommeln zu bauen. Lediglich der Belastungsausgleich für die Seile würde dann etwas langsamer vor sich gehen als bei $3^1/_2$facher Umschlingung . . . .“ Vorläufig, d. h. bis ein Versuch das Gegenteil beweist, fallen mit diesem Sachverständigengutachten alle Bedenken des Herrn Burkowitz betreffs der reibungsschlüssigen Seile in sich zusammen.

Die Reibungswertziffer schwankt bei ein und demselben reibungsschlüssigen (!) Antrieb nicht „in weitesten Grenzen“, sondern ist als praktisch gleichbleibend zu betrachten.

Es liegt keine Veranlassung vor, die in Dahlem an gleitenden, nicht reibungsschlüssigen, steifen Seilen von geringer Querschnittsbelastung ermittelte niedrigste Reibungswertziffer 0,0903 als irgendwie für meinen reibungsschlüssigen Antrieb in Frage kommend anzunehmen. Die Dahlemer Versuche überhaupt in irgend einer Weise zu Schlüssen auf die bei meinem Antrieb ganz anderen Verhältnisse heranziehen zu wollen, kann höchstens irreführend wirken. Wenn daher diese Versuche „gerade auch im Hinblick auf meinen Vorschlag angestellt worden sind“, so weiß ich dafür keinen Dank.

Die Gegengewichte können den Trog nicht „schiefziehen“, ohne daß die Motoren laufen, wegen der selbstsperrenden Vorgelege und auch wegen der Ketten an den Enden; oder soll etwa für den Katastrophenfall die Reibungsschlüssigkeit, die sonst „sich jedem Spannungsausgleich der Seile widersetzt“, auf einmal aufgehoben sein? Und wenn Herr Burkowitz trotzdem wissen will, „wie ein schiefgezogener Trog wieder gerade gerichtet werden soll“, so kann ich ihm nur antworten: So wie die Siemens-Schuckert-Werke ihm das auf ihrem Prüffeld seinerzeit vorgeführt haben! Und wenn er dann noch weiter fragt: „Wie werden die einzelnen Windwerke gegeneinander abgeglichen?“ so sehe ich, daß es mir versagt geblieben ist, die von mir vorgeschlagene Schaltung in ihrem Kernpunkte allgemein verständlich darzustellen. Und dabei ist es doch gerade diese Schaltung, der Herr Burkowitz etwas weiter oben uneingeschränktes Lob und Anerkennung spendet!

Und ferner: „Was für die Seile gilt, gilt für die Ketten nicht minder.“ Sehr richtig! Besonders werden durch die anerkannt feinfühlige Schaltung die Kettengruppen ebenso gespannt gehalten wie die Seilgruppen; ob und wie sie sich längen, hat keinen Einfluß auf ihren Anteil an der Tragkraft. Die Unterschiede in der Längung der Ketten einer Gruppe werden ausreichend ausgeglichen durch federnde Befestigung an beiden Enden. Wo sind da Unklarheiten oder Schwierigkeiten?

Noch ungünstiger steht es mit den gegen die Parallelschaltung der Seile vorgebrachten Einwendungen. Herr Burkowitz sagt hierzu: „Ich bedaure die Betriebsverwaltung, die einmal einen solchen Windensatz zu betreuen hätte, bei dem bald hier, bald da ein Seil schlaff wird, ein anderes sich über Gebühr strafft oder gar einreißt und ausgewechselt werden muß, denn daß die Seile alle gleichmäßig tragen und sich brüderlich in die schwere Last teilen, ist wohl ein frommer Wunsch.“ So viele Behauptungen, so viele Irrtümer! Es wird niemals ein einzelnes Seil schlaff, weil es das nicht kann; es strafft sich niemals ein einzelnes Seil „über Gebühr“ und reißt, weil es das nicht kann. Die Seile sollen gar nicht alle gleichmäßig tragen, sondern ein jedes nach wirklichem Vermögen, nach Selbsteinschätzung gewissermaßen, die in diesem Falle unbedenklich ist, weil sie von dem unbetrügbaren Naturgeschehen kontrolliert wird, sie sollen gar nicht sich brüderlich in die schwere Last teilen, sondern kameradschaftlich, denn Brüder machen gleiche Teile, bei Kameraden hilft dem Schwächeren der Starke. Es ist kein „frommer Wunsch“ von mir, daß parallelgeschaltete Seile sich so verhalten, wie ich annehme, sondern in Amerika bereits erfüllte Wirklichkeit. Ich muß mich hier darauf beschränken, auf meine unten angeführten vier Veröffentlichungen,[4]) in denen ich diesen Gegenstand ausführlich behandle, hinzuweisen, die Herr Burkowitz bei seinen Behauptungen unberücksichtigt gelassen hat, obwohl

[4]) „Die Bautechnik“ 1925, S. 492; 1926, S. 245.
„VDE“, Fachberichte der XXXI. Jahresversammlung des Verbandes Deutscher Elektrotechniker in Wiesbaden 1926, S. 45 u. 46.
„Die Bautechnik“ 1927, S. 631.

ich in meiner letzten Veröffentlichung noch einmal auf Grund ganz neuer Gesichtspunkte mit einer Zeichnung den Versuch gemacht hatte, technisch meinen Standpunkt eingehend zu begründen. Ich möchte übrigens bemerken, daß ich nur noch an einer einzigen anderen Stelle auf ähnliche zähe Ablehnung in diesem Punkte gestoßen bin wie bei der Verwaltung; bei allen anderen und insbesondere auch anerkannten Sachverständigen wurde mir eine fast selbstverständliche Zustimmung zuteil.

So sagte z. B. ein erfahrener Hebezeugkonstrukteur: „Ich verstehe überhaupt nicht, was man für Wesens um die reibungsschlüssigen Seile und ihre Parallelschaltung macht. So etwas baut man einfach, und dann geht's, und kein Hahn kräht weiter danach."

Gibt mir die Zukunft Recht — und es kann immerhin nichts schaden, wenn Herr Burkowitz auch damit rechnet —, so ist die von mir in diesem Fall als Stillosigkeit bezeichnete Anwendung von Ausgleichhebeln und Spannschlössern nicht einmal notwendig und hat dann nicht einmal diese einzige Rechtfertigung für sich, wie die übrigen sieben von mir benannten Stillosigkeiten.

Herr Burkowitz spricht von „gewissen Schwierigkeiten", die auch mir bei der Anpassung und Eingliederung der Maschinenanlage an ein Eisenbetonwerk erwachsen würden. In dieser Hinsicht habe ich keinerlei Befürchtungen, denn unabhängiger von dem Betonbauwerk kann keine Anordnung sein als die von mir vorgeschlagene. Ich könnte hier nur wiederholen, was ich hierzu in Heft 44 der „Bautechnik" bereits ausgeführt habe. Mehr kann der Maschinenbauer nicht tun, als dem Hochbauingenieur und Architekten zu erklären, er habe ihnen nicht die geringste Auflage zu machen, die über das Maß des Üblichen und ohne weiteres Erfüllbaren hinausgeht.

Daher weiß ich auch nicht, was Herr Burkowitz meint, wenn er in diesem Zusammenhange sagt: „Warum denn nun aber gibt der Vorschlag Krell keine brauchbare Lösung des Problems?"

Befremdend muß es berühren, wenn Herr Burkowirtz mit Bezug auf die gewährte ungenügende Ausarbeitungsfrist für fremde Vorschläge sagt: „Soweit er (der Unternehmer) aber ganz neue Gedanken anzubieten gedenkt, hat er lange genug Bedenkzeit gehabt." Ja, meiner Ansicht nach sogar viel zu lange! Hätte man ihm weniger Bedenkzeit und dafür reichlich bemessene Ausarbeitungszeit für einen Wettbewerb gegeben, so wäre weniger Zeit verloren worden. Die Industrie ist heute, in der Zeit der Rationalisierung, der Normung und der Fließarbeit, nicht in der Lage, aufs Ungewisse hin kostspielige und zeitraubende Entwürfe auszuarbeiten, zumal da nicht anzunehmen war, daß fremde Entwürfe der Verwaltung willkommen sein würden. Auch die mit Rücksicht auf die kurze Zeit unerfüllbar schweren Bedingungen, unter denen allein diese fremden Entwürfe zugelassen werden sollen, sind keineswegs ermunternd, und doch wäre es zweckmäßig gewesen, wenn die Verwaltung einen Wettbewerb rechtzeitig ausgeschrieben hätte, um sich dem Odium zu entziehen, dem jeder ausgesetzt ist, der in eigener Sache zu entscheiden hat. Die nach $1^1/_2$ Monaten angeordnete Verschiebung des Einreichungstermins um dieselbe Spanne Zeit kommt nur den Kalkulationsarbeiten zugute, nicht aber neuen Entwürfen, die angesichts der schon ursprünglich zu kurzen Ausarbeitungszeit gar nicht erst in Angriff genommen worden waren.

Auch bezüglich der Verantwortung wird Herr Burkowitz mit seinem Standpunkte ziemlich vereinsamt bleiben. Durch die umfassenden Arbeiten der Behörde für den „ausführungsreifen" Entwurf ist so viel Verantwortung vorweggenommen, daß ihre uneingeschränkte Überbürdung auf die Schultern des Ausführenden nicht zu billigen ist. Für einen Unternehmer, der diese Verantwortung nicht auf sich nehmen kann und auch keinen Gegenvorschlag zu machen weiß, hat Herr Burkowitz keinen anderen Rat als den, auf die Abgabe eines Angebotes zu verzichten. Ein schlechter Trost!

Die wenigen Zeilen, die Herr Burkowitz dem Kostenvergleich widmet, reden eine beredte Sprache. Es liegt ja auf der Hand, daß eine Gewichtsverminderung des Troges allein von 600 bis 700 t, die eine ebenso große Erleichterung der Gegengewichte zur Folge hat, im ganzen also 1200 bis 1400 t nicht mehr zu vernachlässigende Minderkosten liefern muß; ebenso hierdurch bedingt der wesentlich leichtere Unterbau für die Winden. Das Teuerste am ganzen Hebewerk aber wird die Präzisionsarbeit am Drehriegel mit seiner Mutterbackensäule, die ebenso peinlich zu behandelnden Zahnstockleitern für die Ritzel und die Montage dieser klobigen und doch auf ± 0,5 mm gegeneinander einzujustierenden Gebilde sein. Herr Burkowitz bemerkt, die Kosten des ganzen maschinellen Teiles erreichten kaum die Höhe dessen, was ich einsparen will. Darüber möchte ich nicht streiten, wenn ich auch glaube, daß er nach Eingang der Kostenanschläge eine unliebsame Überraschung über deren Höhe erleben wird. Die Einsparungen sind ja aber auch nicht beschränkt auf den maschinellen Teil, sondern erstrecken sich, wie ich nachgewiesen zu haben glaube, fast auf alle Teile des Bauwerks, und zwar zum Vorteil meiner viel leichteren und — was sehr wichtig ist — in der Montage viel unempfindlicheren Anordnung.

Warum ich mich mit einer „Studie", mit einem „Vorschlag" bescheiden mußte, dürfte Herrn Burkowitz bekannt sein. Ich hatte nicht die großen Mittel der Behörde für Versuche zur Verfügung und kein Bureau mit vierzig Konstrukteuren, die meine Studie zum Entwurf in jahrelanger Arbeit hätten entwickeln können, weshalb ich eingangs meiner letzten Abhandlung ausdrücklich darauf hingewiesen habe, daß ich meinen „Vorschlag" nicht mit ebenso gewichtigen Argumenten stützen kann wie die Verwaltung. Hier fehlt mir zur wirksamen Verteidigung der Doppelwinde der Versuch, auf den ich keinesfalls verzichten würde, falls die Ausführung meines Vorschlages ins Feld der Möglichkeit gerückt erschiene, denn ob eine auch noch so feste Überzeugung sich letzten Endes nicht doch etwa nur als ein Vorurteil erweist, entscheidet in der Technik nur der Versuch. Wenn darum Herr Burkowitz im Hinblick auf die parallelen Seile fragt: „Was ist dann vorzuziehen? die ‚stilvolle' Vergewaltigung der eigenen Überzeugung oder der ‚stillose' Ausweg einer sicheren Konstruktion?", so sage ich: Keines von beiden, sondern die Feststellung der richtigen Ansicht, indem man „den Dingen auf den Grund geht" an Hand eines richtig angeordneten Versuchs.

Vollständig neu ist mir der Standpunkt des Herrn Burkowitz, wenn er schreibt: „Der Drehriegel ist gewiß ein notwendiges Übel, und man würde freudig darauf verzichten, wenn es eine andere, bessere Lösung zum Auffangen der Katastrophenlast gäbe. Im Vorschlage von Herrn Krell sehen ich und alle, die an dem Entwurf mitgearbeitet haben, eine Lösung des Problems leider nicht." Man könnte diesem Urteil ein wesentlich größeres Gewicht beilegen, wenn es nicht pro domo wäre. Ich kenne eine Reihe von Fachmännern, die in meinem Vorschlage selbstverständlich nicht die einzige, wohl aber eine bessere Lösung sehen, als in dem Entwurf mit Drehriegel und nachgiebigem Ritzel.

Sehr lebhaft kann jedenfalls das Verlangen, den Drehriegel durch eine andere Lösung zu ersetzen, bei der Verwaltung bisher nicht gewesen sein, sonst hätte man sich längst dazu entschlossen, die Bedenken gegen die reibungsschlüssigen, parallelgeschalteten Seile durch einen Versuch mit einer Doppelwinde auf ihre Berechtigung hin zu prüfen, zumal ein solcher Versuch nur einen verschwindenden Bruchteil dessen gekostet hätte, was für das Teilmodell usw. aufzuwenden war.

Die Aufmunterung der Industrie durch die Verwaltung zur werktätigen Mitarbeit war zu gering, als daß ich mit meiner Anregung zu einem solchen Versuch hätte durchdringen können. Man glaubte noch genügend Zeit dazu zu haben, wenn erst die Ausschreibung vorläge. Nun aber brachte die Ausschreibung die Überraschung der übermäßig abgekürzten Bearbeitungsfrist, wodurch die Absicht, einen derartigen Versuch zu machen, vollends vernichtet wurde.

Die Ansicht, daß bei einem Wettbewerb „grundlegende neue Gedanken kaum zu erwarten sind", entbindet die Behörde nicht davon, diese Frage an die deutschen Ingenieure selbst zu richten. Nicht „das fertige Bauwerk wird zu erweisen haben, ob es das derzeitige Können der deutschen Ingenieure verkörpere"; ob dies der Fall, hängt einzig davon ab, wieweit den deutschen Ingenieuren ausnutzbare Gelegenheit geboten war, zu Wort zu kommen.

Herr Burkowitz weist darauf hin, daß mit dem Bau des Hebewerkes keine Zeit mehr zu verlieren sei und daß aus diesem Grunde schon die Ausschreibung zu einem Wettbewerb nicht mehr in Frage kommen könne. Wenn er aber trotzdem noch an mehreren Stellen die Erwartung ausspricht, daß auf Grund der jetzigen Ausschreibung die Industrie noch Vorschläge machen werde, so könnte dies sich nur verwirklichen, wenn Mittel und Wege gefunden würden, der Industrie die nötige Zeit zu den unerläßlichen Versuchen und zu der sorgfältigen Ausarbeitung eines Parallelentwurfes zu verschaffen.

Gerade wenn, wie es scheint, die Gründung Schwierigkeiten macht, muß doch jede Belastungsverminderung des Fundamentes von Bedeutung sein, und 1200 bis 1400 t, die weniger zu stützen sind, müßten meiner Ansicht nach den Wunsch, womöglich diesen Vorteil auszunutzen, rege werden lassen.

Bedenkt man, daß der maschinelle Teil erst nach Jahren aufgestellt werden kann, dann müßte es doch möglich sein, noch Bedenkzeit für die Entscheidung zu erübrigen. Ich denke, ein Fundament, das die Gewichte des jetzt zur Ausführung bestimmten Entwurfes tragen kann, wird auch geeignet sein, etwa geringere Gewichte aufzunehmen. Man brauchte also, wenn man sich entschlösse, zunächst gewissermaßen ein Universalfundament auszuführen, die schon begonnenen Gründungsarbeiten gar nicht zu unterbrechen oder zu verzögern, und könnte trotzdem Zeit gewinnen für eine ausreichende Entwurfsbearbeitung mit den einschlägigen Versuchen.

Ich spreche hier, das möchte ich bemerken, weder im Namen noch gar im Auftrage der Industrie. Aber ich glaube, daß meine hier vertretene Ansicht so selbstverständlich ist, daß die Gefahr für mich, desavouiert zu werden, nicht sehr groß ist.

Aber alles das wäre meiner Ansicht nach nur möglich, wenn die Industrie die Überzeugung haben könnte, daß solche Arbeiten auch wirklich im Sinne der Verwaltung sind. Denn von dem Vorschlag bis zum baureifen Entwurf ist noch ein unbequemer, mit Hindernissen besäter Weg, der in Ermangelung wohlwollenden Verstehens der Behörde sich dornenvoll gestalten müßte, auch wenn man des endgültigen Erfolges ganz sicher ist.

Die Behörde hat einen solchen Weg von außen unbehelligt in aller Ruhe gehen können; so vorbereitet müßte es ihr leicht möglich sein, die Hindernisse einebnen zu helfen, die sich einem neuen Vorschlage entgegenstellen werden.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 24. Oktober ausgegebene Heft 20 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. Everling: Neuere Arbeiten. — Werkbundausstellung Stuttgart 1927. — Stadtbaurat Arendt: Die städtische Handelsschule zu Gelsenkirchen. — Die Deutsche Tagung für wirtschaftliches Bauen in Stuttgart. — Dr. med. Max Grünewald: Wohnung und Gesundheit.

Die wissenschaftlichen Grundlagen des Anstrichs. Den Hauptanteil an den Kosten des fertigen Anstrichs bilden heute fast durchweg noch die Löhne des Handwerks. Maßgebende Kreise des Malergewerbes verschließen sich aber nicht der Notwendigkeit, in wachsendem Maße auch hier Maschinenarbeit einzuführen. Man verlangt dringend die Mitwirkung der Ingenieure bei der Entwicklung mechanischer Streichverfahren und zugehöriger Einrichtungen. Sowohl für die wissenschaftlichen Grundlagen der Anstriche als für die zweckmäßigste und wirtschaftlichste Auswahl und Ausnutzung der Werkstoffe sind eingehende wissenschaftliche Untersuchungen notwendig. Der beim Verein deutscher Ingenieure vor einem Jahre gebildete Fachausschuß für Anstrichtechnik, in dem Fachleute der erzeugenden und verbrauchenden Industrie, des Handwerks und der Wissenschaft zusammenwirken, hat unter tatkräftiger Förderung der Großverbraucher (Eisenbahn, Marine, Heeresverwaltung u. a.) die Inangriffnahme dringender wissenschaftlicher Arbeiten gefördert. In verschiedenen Hochschul- und Privat-Instituten und in Laboratorien der Industrie werden jetzt physikalische, chemische und technologische Versuchsreihen ausgeführt. Man kann bei diesen Arbeiten vier Gruppen unterscheiden:

1. Anstrichstoffe auf Ölgrundlage. Das aufgestellte Programm sieht planmäßige Forschungen vor von einem solchen Umfang, daß für die Erledigung voraussichtlich einige Jahre Arbeit nötig sind. Zunächst handelt es sich hier um die Untersuchung der für Rostschutzfarben zweckmäßigsten Bindemittel. Weiter um die Wechselwirkung zwischen Körperfarben und Bindemitteln und ihren Einfluß auf die Haltbarkeit der verschiedenen Anstriche. Unter diese Gruppe fallen auch die Arbeiten, die darauf abzielen, die Lebensdauer von Überzuglacken aus Holzölen zu verlängern. Wesentlich ist die Klärung der Verwendungsunterschiede von Leinöl und Holzöl und deren Mischungen als Farbbindemittel. Wirtschaftlich von Bedeutung sind die Arbeiten über den Einfluß der Pigmente auf die technologischen Eigenschaften der Farbfilme aus Leinöl, Holzöl und deren Mischungen.

2. Anstrichstoffe auf Zellulosegrundlage. Die Zelluloselacke sind noch nicht sehr alt. Sie haben aber in Deutschland insofern große Bedeutung, als sie aus heimischen Rohstoffen hergestellt werden. Wichtig erscheinen daher die eingeleiteten Arbeiten über den Vergleich der Brauchbarkeit von Zellulose-Kombinationslacken mit den bisher gebräuchlichen Lacken.

3. Technologische Seite des Anstreichens. Das mechanische Streichen, also das Eindringen der Maschine, gewinnt gegenüber der Handarbeit immer mehr an Boden. Das Spritzgerät zum Aufbringen der Farbe ist im allgemeinen nach dem System der Blumenspritze entwickelt worden. Anfangs arbeitete man mit Preßluft, geht aber in der Entwicklung des Gerätes mit dem Luftdruck immer weiter herunter. Die Aufgabe besteht darin, den aus der Düse austretenden Farbstrahl möglichst vollständig und nebellos auf das zu streichende Arbeitsstück aufzubringen. Das Auftreten von Farbnebeln ist daher zu verhindern, denn sie bedingen eine Absaugeeinrichtung. Diese Absaugeeinrichtung wieder ist im Winter kostspielig, da sie mit der abgesaugten Luft auch die Wärme aus dem Arbeitsraum entfernt und da somit ständig die von außen eingeführte Luft neu erwärmt werden muß. Dieser Umstand steht der Anwendung eines Spritzgerätes im handwerklichen Kleinbetrieb entgegen. Daher sind planmäßige Versuche über die Wirkung des Farbenzerstäubers notwendig. Hierbei muß die hygienische Seite des Spritzens geklärt werden, insbesondere bei Verwendung bleihaltiger Farben.

4. Prüfverfahren für die fertigen Anstriche. Bisher sind verschiedene „Schnellprüfverfahren" entwickelt worden, mit deren Hilfe man die Güte und Brauchbarkeit eines Anstrichstoffes in erheblich kürzerer Zeit als durch Lagerungsversuche im Freien feststellen kann. Es hat sich aber noch kein Verfahren durchgesetzt. Der Fachausschuß hat daher Untersuchungen über die Brauchbarkeit der bekannten Schnellprüfverfahren zur Beurteilung von Anstrichfilmen in verschiedener Weise eingeleitet. Es soll einmal die chemische Wirkung des Sonnenlichtes auf trockene Anstriche, das andere Mal auf wasserberieselte Anstriche geklärt werden. Weiter soll die Wirkung des Wechsels von Trockenheit und Feuchtigkeit und von Wärme und Kälte untersucht werden, und schließlich soll der Angriff der chemisch wirksamen Bestandteile von Rauchgasen auf Anstriche näher festgestellt werden.

Die Versuchsergebnisse sollen veröffentlicht werden.

Zur Entstehung des Achensee-Kraftwerkes. Zu dem Bericht über die Inbetriebnahme des Achensee-Kraftwerkes in der „Bautechnik" 1927, Heft 44, S. 616, ist noch folgendes über die Vorgeschichte dieses Wasserkraftwerkes nachzutragen: Der Gedanke der Ausnutzung der Achenseekräfte findet sich — wie bereits erwähnt — zum ersten Male in der im Jahre 1900 erschienenen Studie von C. M. Menghius „Tirols Wasserkräfte und deren Verwertung" (S. 21):

> „Der Achensee stellt sich für das Inntal als ein natürliches kolossales Staubecken dar, das 400 m über demselben gelegen und nicht einmal ganz 5 km von demselben entfernt ist. Merkwürdigerweise scheint nun noch niemand daran gedacht zu haben, dieses Millionengeschenk der Natur, dem ganz kolossale Wasserkräfte abgewonnen werden können, irgendwie zu letzterem Zwecke auszunützen."

Als Erster ließ dann der durch seine vielfachen Anregungen auf wasserwirtschaftlichem Gebiet bekannte preußische Major Fedor Maria von Donat, ohne Kenntnis der vorerwähnten Mitteilung von Menghius, durch die Bauunternehmung Josef Riehl in Innsbruck einen Entwurf ausarbeiten und reichte diesen am 5. Juni 1905 bei der Bezirkshauptmannschaft in Schwaz ein. Der ursprünglich vielfach bekämpfte Vorschlag begegnete bald weiterer Teilnahme, so bei den österreichischen Staatsbahnen, den österreichischen Siemens-Schuckert-Werken mit der Bauunternehmung Albert Buß in Graz u. a. Aber keinem dieser Bewerber gelang es vor dem Kriege, die Achenseekräfte auszubauen. Erst als sich nach dem Kriege die Erkenntnis von der Möglichkeit und Notwendigkeit der Verbilligung der Krafterzeugung durchzuringen begann, gelang es der Stadt Innsbruck im Jahre 1919, den Achensee vom Benediktinerstift Fiecht käuflich zu erwerben und nach Ausarbeitung eines Entwurfes durch die Bauunternehmung Ziv.-Ing. K. Innererbner und A. Mayer in Innsbruck die Verwertung dieser Wasserkraft zu verwirklichen. Infolge der unsicheren wirtschaftlichen Verhältnisse konnte jedoch erst im Jahre 1924 die Tiroler Wasserkraftwerke A.-G. gegründet werden. Mdt.

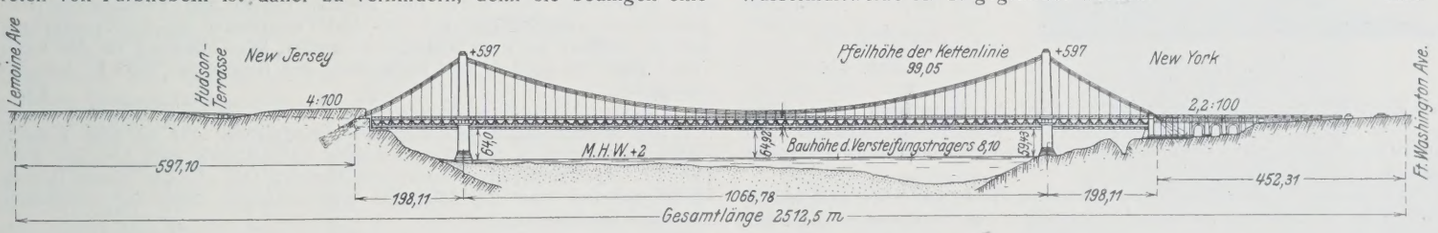


Abb. 1.

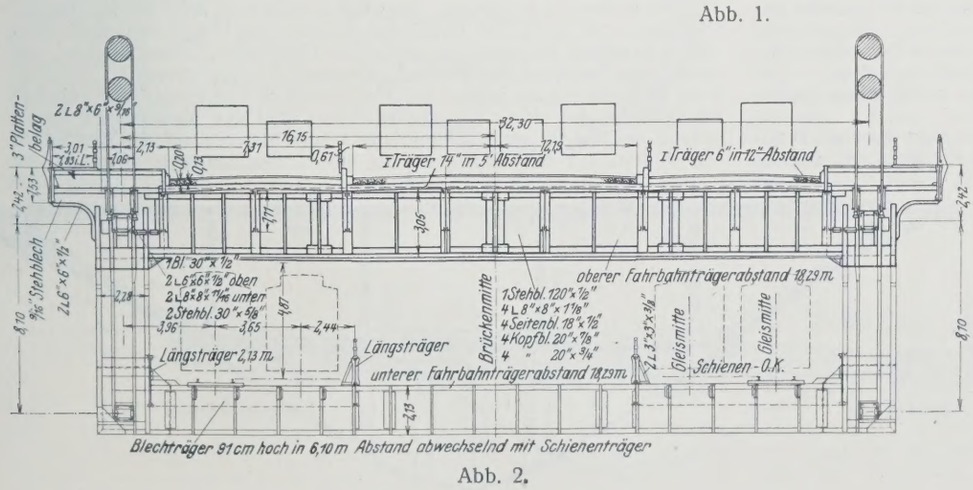


Abb. 2.

Die neue, 1066 m weitgespannte Hängebrücke über den Hudson. Mitte Mai d. J. hat man in New York mit den Arbeiten für das größte Brückenbauwerk der Welt begonnen, die Straßenbrücke über den Hudson zwischen Fort Washington Point im Norden der City von New York und dem Vorort Fort Lee auf dem New Jersey-Ufer. Sie wird als Hängebrücke ausgeführt (Abb. 1) und mit ihrer 1066 m weiten Hauptöffnung die Brücken von Quebeck und zwischen Philadelphia—Camden mit 549 und 533 m um rund das Doppelte übertreffen. Nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 11. August 1927 wird, ebenso wie die in „Bautechnik" 1927, Heft 41 behandelte Bayonne-Brücke und die anderen von der New Yorker Hafenverwaltung gebauten Brücken, auch dieses wichtige Verkehrsbauwerk aus Brückenzöllen gebaut und unterhalten werden, wobei die Baukosten zunächst von den Staaten New Jersey und New York aufgebracht werden:

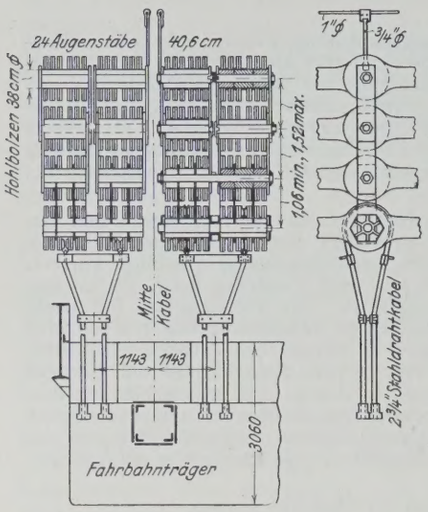


Abb. 3a.

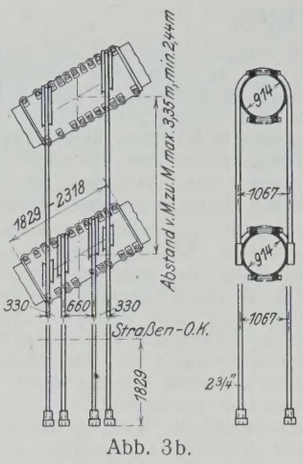


Abb. 3b.

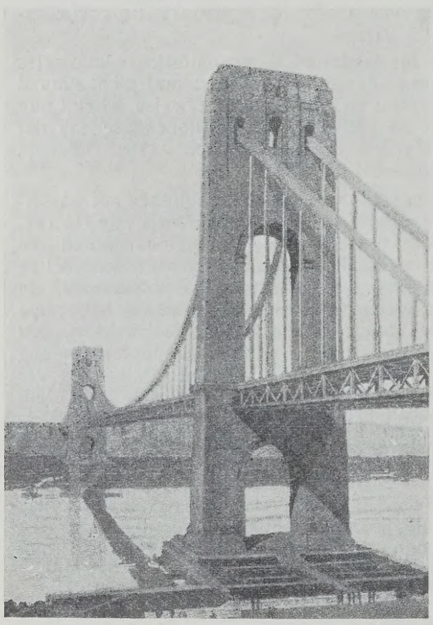
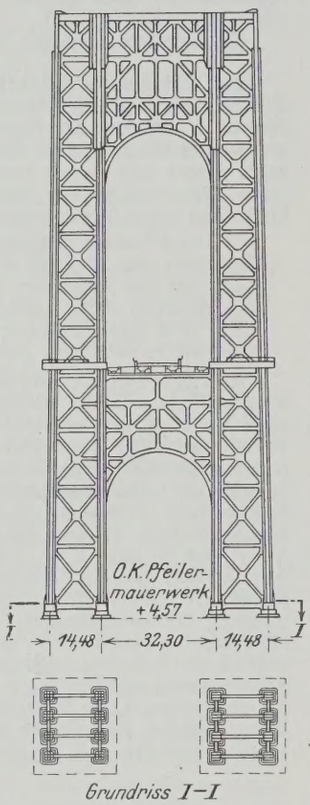


Abb. 4a.



Grundriss I–I

Abb. 4b.

Bereitgestellt sind dafür zunächst 75 Mill. $, doch hofft man diese Summen auf 55 bis 60 Mill. beschränken zu können dadurch, daß man die Brücke sofort nach Fertigstellung der einen — oberen — Fahrbahn teils in Betrieb nimmt.

Die Brücke liegt im Zuge neuer Straßen, die in naher Zukunft jedenfalls einen überaus starken und schnell um das Vielfache wachsenden Verkehr aufzunehmen haben werden. Genaue Annahmen dafür erscheinen heute kaum möglich, immerhin denkt man mit der in Abb. 2 dargestellten Fahrbahnanordnung auszukommen, die auf einem oberen Deck Raum für acht Fuhrwerkreihen nebeneinander vorsieht, während ein unteres — im zweiten Bauabschnitt herzustellendes — vier bis sechs Schnellbahn-, Omnibus- oder Straßenbahnreihen dienen soll.

Eingehende Untersuchungen gingen der Entscheidung über die Frage der Ausbildung des Hängegliedes voraus: Als ihr Ergebnis sind sowohl Entwürfe mit Augenstabketten nach Art der für die Hängebrücke von Florianopolis [1]) verwendeten als auch solche mit Stahldrahtkabeln ausgearbeitet. Die Augenstabketten sind Gegenstand mancher Kritik gewesen, haben aber den wichtigen Vorteil des etwa $2^1/_2$ größeren Gewichts, verbürgen also eine weit größere Steifigkeit des ganzen Bauwerks und erlauben damit eine Beschränkung in den Abmessungen des Versteifungsträgers.

Abb. 3a u. 3b zeigen Entwürfe mit Augenstabketten und mit Drahtkabeln. Für beide sollen Angebote eingeholt und nach dem Ergebnis der Ausschreibungen endgültig über die Wahl entschieden werden. — Wie Abb. 3b zeigt, sieht der zweite Entwurf zwei Stahldrahtkabel übereinander vor: Man hatte in Verbindung damit anfänglich daran gedacht, ebenso wie die Fahrbahn und die Versteifungsträger auch die Kabel — und die Türme — in zwei Abschnitten auszuführen. Das wird nach eingehenden Überlegungen für die beiden letzteren jedoch nur insofern geschehen, die als Ausschreibung die Möglichkeit der abschnittweisen Ausführungen zwar vorsehen will, aber mit der Maßgabe, daß vor der Inbetriebnahme Türme und Kabel in den endgültigen Abmessungen zu vollenden sind.

Die lotrechten Hängestäbe bestehen bei dem Drahtkabel wie bei der Augenstabkette aus Drahtseilen. Einzelheiten sind aus Abb. 3a u. b ersichtlich. Für ihre Wahl war die Rücksicht auf möglichst große seitliche Beweglichkeit bestimmend: Die zu der großen Spannweite vergleichsweise schmale Brückentafel ist an sich seitlich sehr beweglich, die schweren Kabel sind im Verhältnis dazu gegen Windbeanspruchung ziemlich widerstandsfähig. Man will durch eine recht gelenkige Aufhängung also einen möglichst großen Teil des Winddrucks von der leichten Fahrbahn auf die Kabel übertragen.

Beim Entwurf der Türme spielten ästhetische Rücksichten, die naturgemäß auch sonst bei diesem Riesenbauwerk vielfach mitbestimmend waren, eine wichtige Rolle: der erste Entwurf hatte die Vereinigung von Eisenkonstruktion und Betonmauerwerk in der Weise vorgesehen, daß die erstere die Beanspruchungen des ersten Bauabschnittes aufnehmen sollte, das Betonmauerwerk aber diejenigen des zweiten. Die Absicht gewaltiger massiver — oder doch massiv wirkender — Türme bei einem reinen, im übrigen möglichst kühn und leicht gehaltenen Eisenbauwerk wurde stark angefochten, die Ansichten des Architekten haben sich jedoch durchgesetzt: Es gelangt der in Abb. 4a dargestellte Entwurf zur Ausführung; allerdings mit der Maßgabe, daß das Stein- und Betonmauerwerk nur zur Verkleidung des eisernen Turmfachwerkes (Abb. 4b) dient, jedoch keinerlei Lasten aufzunehmen hat.

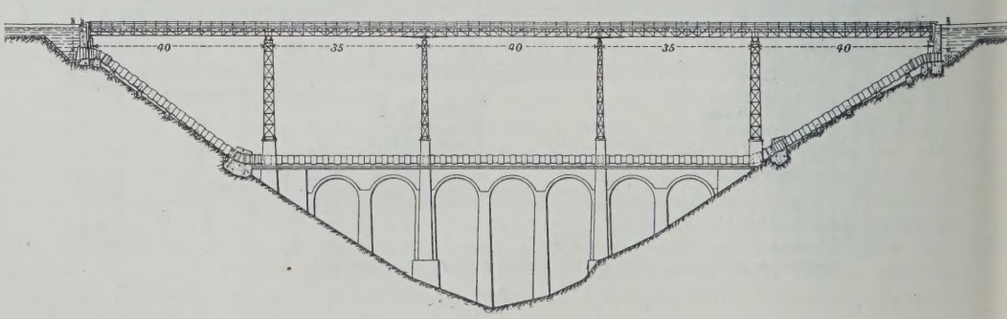
Die Versteifungsträger, die bei den neuzeitlichen großen Hängebrücken so hohe Bedeutung haben — man denke z. B. an die bereits oben erwähnte Hängebrücke bei Florianopolis — spielen bei der Fort-Lee-Brücke eine erheblich geringere Rolle: Die große Spannweite sowie das deshalb sehr hohe Gewicht von Kette oder Kabel und der Hängeglieder verleihen schon an sich dem Bauwerk einen hohen Grad von Steifigkeit, während ferner die mehr gleichmäßigeren Lasten des Straßen-Fuhrwerkverkehrs vergleichsweise geringe Beanspruchung ergeben. Man hat daraufhin die Versteifungsträger im Grunde für entbehrlich gehalten, für den Fall eines späteren Schnellbahnverkehrs jedoch nicht darauf verzichten wollen. In Verbindung mit dem in zwei Abschnitten auszuführenden Bau der zweigeschossigen Fahrbahn ist jetzt beschlossen, im ersten Bauabschnitt lediglich den Obergurt des Versteifungsträgers mit dem Windverband auszuführen, Füllstäbe und Untergurt nach der Inbetriebnahme im zweiten Bauabschnitt. Wie man aus Abb. 2 sieht, sind die Abmessungen des Versteifungsträgers sehr gering, die Höhe beträgt nur etwa 8,10 m und ist auf die ganze Spannweite gleich. Über den Pfeilern geht der Träger (vergl. Abb. 1) nicht durch.

Als Baustoff für die Turmsäulen (Abb. 4b) und die Haupttragteile der Fahrbahn ist Siliziumstahl, für die Füllstäbe und kleineren Einzelteile gewöhnlicher Baustahl bestimmt. Die Augenstabketten — falls sie zur Ausführung gelangen — sollen eine Bruchfestigkeit von mindestens 7380, eine Streckgrenze von mindestens 5275 kg/cm² haben und einschließlich der Nebenspannungen eine Beanspruchung von 3516 kg/cm² erhalten. Werden statt dessen Stahldrahtkabel ausgeführt, so sind die drei genannten Grenzwerte mit 15466, 10546 und 5765 kg/cm² vorgeschrieben. Zurzeit sind die Erd- und Felsarbeiten für die Verankerung und die Anfahrt auf dem Westufer vollendet, die Gründung für den westlichen Turm ist im Bau, die Vollendung der Brücke für 1932 in Aussicht genommen.

Ki.

Der Riofrio-Aquädukt dient zur Überführung des zu dem Wasserkraftwerk Villalba in Spanien gehörigen Ablaufkanals vom Uña-See über ein tief eingeschnittenes Bergtal und besteht, wie aus der einem Bericht in Engineering vom 22. Juli 1927 entnommenen Abbildung ersichtlich, aus zwei Stockwerken.

Das untere, in Mauerwerk ausgeführte Stockwerk wird aus fünf Bogenöffnungen von je 10,5 m Lichtweite gebildet und trägt zwei Rohre von 1,90 m Durchm., während das obere die Überführung eines kleinen, vor allem dem Transport von Floßholz dienenden Kanals darstellt. Als Tragwerk dafür dient eine leichte, auf vier schlanken Fachwerkstützen ruhende Eisengitterbrücke, deren innere drei Felder über den Innenstützen durchgehend ausgebildet sind, während die beiden äußeren auf den Endstützen und Widerlagern frei aufliegen; die Stützweiten betragen 40 m für die



[1]) Über diese Brücke wird später berichtet werden.

beiden äußeren und die mittlere Öffnung, je 35 m für die beiden inneren Seitenfelder. Das Bauwerk liegt etwa 135 km von Madrid und ist das bemerkenswerteste aus einer großen Zahl von Anlagen, die bei der zerklüfteten und unregelmäßigen Gebirgsgegend für die Verbindung des genannten Kraftwerkes mit dem La Toba Staubecken erforderlich waren. Ki.

Normenfestigkeiten gewöhnlicher und hochwertiger Zemente. Durch Erlaß des Reichsverkehrsministers vom 15.10.1927 — W.I.E.II.T3. 179 — sind mit Zustimmung der wirtschaftlichen Organisationen und wissenschaftlichen Fachvereine der deutschen Zementindustrie die in Abschnitt VII „Festigkeit" der deutschen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement, Eisenportlandzement und Hochofenzement enthaltenen Mindestfestigkeitswerte wie folgt erhöht und festgesetzt worden:

a) für gewöhnlichen langsambindenden Portland-, Eisenportland- und Hochofenzement:

	nach 7 Tagen (1 Tag in feuchter Luft, 6 Tage unter Wasser) kg/cm²	nach 28 Tagen (1 Tag in feuchter Luft, 27 Tage unter Wasser) kg/cm²	nach 28 Tagen (1 Tag in feuchter Luft, 6 Tage unter Wasser, 21 Tage in Luft von Zimmertemperatur = 15 bis 20° C) kg/cm²
Druckfestigkeit . .	180	275	350
Zugfestigkeit . .	18	—	30

b) für hochwertigen Zement:

	nach 3 Tagen (1 Tag in feuchter Luft, 2 Tage unter Wasser) kg/cm²	nach 28 Tagen (1 Tag in feuchter Luft, 6 Tage unter Wasser, 21 Tage in Luft) kg/cm²
Druckfestigkeit . . .	250	500
Zugfestigkeit	25	40

Bewerbung für die Laufbahn der bautechnischen Reichsbahnobersekretäre. Zum 1. Dezember 1927 und 1. Mai 1928 werden mehrere Dienstanfänger für die Laufbahn der bautechnischen Reichsbahnobersekretäre eingestellt werden. Annahmebedingungen: Lebensalter möglichst nicht über 28 Jahre (durch Geburtsurkunde nachzuweisen), Zeugnis der Reife für Obersekunda einer neunstufigen höheren oder der Reife einer sechsstufigen höheren Lehranstalt oder Zeugnis über die Aufnahmeprüfung für die erstgenannte Klasse, Zeugnis über erfolgreiche zweijährige Ausbildung in einem Bauhandwerk (namentlich Maurer-, Zimmerer-, Schlosserhandwerk), Reifezeugnis einer anerkannten Baugewerkschule (vorzugsweise der Tiefbauabteilung), Kenntnis der Einheitskurzschrift. Bewerbungen, denen die Zeugnisse in Urschrift oder beglaubigter Abschrift beiliegen müssen, nimmt das Reichsbahn-Zentralamt in Berlin SW 11, Hallesches Ufer 35/36, bis zum 15. November 1927 entgegen; es wird die Bewerber auf ihre Kosten (10 R.-M.) bahnärztlich untersuchen lassen (Paßbild erforderlich!) und die für geeignet befundenen den einzelnen Reichsbahndirektionen des preußisch-hessischen Netzes zuteilen. Die Reichsbahndirektionen Dresden und Stuttgart nehmen die Bewerber unmittelbar — ohne Mitwirkung des Reichsbahn-Zentralamts — an. Über die Einstellung von Bewerbern für das ehemals bayerische Netz wird später entschieden. In den Bezirken Oldenburg, Kassel, Königsberg (Pr.) und Trier werden Bewerber einstweilen nicht eingestellt. Für die Bezirke Karlsruhe und Schwerin sind nur ganz wenig Bewerber vorgesehen.

Über die Lüftungseinrichtungen des Holland-Tunnels. Der ungefähr 3 km lange, nach dem Erbauer so genannte Holland-Tunnel unter dem Hudsonfluß dient der Verbindung zwischen den Städten New York und New Jersey. Mit den Vorarbeiten wurde 1919 begonnen, jetzt steht er, nach einem Berichte in Eng. News-Rec. vom 9. Juni 1927, S. 934 bis 939, kurz vor der Inbetriebnahme. Er ist als Zweiröhrentunnel ausgebildet und vor allem für sehr starken Kraftwagenverkehr berechnet.[1])

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 1, S. 12.

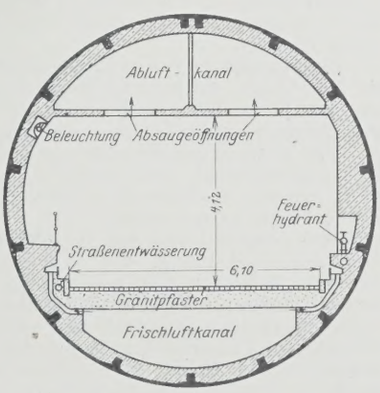


Abb. 1. Tunnelquerschnitt.

Dieser Kraftwagenverkehr bedingt durch seine schädlichen Abgase ungewöhnliche Maßnahmen zur Tunnellüftung, für die keinerlei Vorbilder da waren. Vor Feststellung des Entwurfquerschnitts wurden daher Untersuchungen angestellt durch die Bergbehörde (U. S. Bureau of Mines) auf deren Versuchsquerschlag in Pittsburg über die Menge der Abgase bei starkem Autoverkehr. Es ergaben sich bei Geschwindigkeiten bis 24 km/Std. und Steigungen bis zu 35‰, wie sie im Holland-Tunnel vorkommen, zwischen 16 und 80 l Kohlenoxydgas je Wagen und Minute, also in sehr weiten Grenzen schwankende Werte.

Gleichzeitig wurden an der Yale-Universität Versuche über die Wirkung der Gase auf den menschlichen Organismus angestellt; diese ergaben, daß außer Kohlenoxyd keine schädlichen Verbrennungsrückstände entstehen. Bei unvollkommener Verbrennung, z. B. von haltenden Kraftfahrzeugen, werden allerdings auch noch Abgase erzeugt, die zu Tränen reizen und Erbrechen verursachen können, aber keine eigentlichen Giftwirkungen haben. Das Kohlenoxyd dagegen ist schon bei mehr als 0,4‰ Beimengung und einstündiger Einwirkung lästig, bei 0,6‰ merklich schädlich und bei 0,8 bis 1,0‰ sehr gefährlich. Es wurde daher der zulässige Kohlenoxydgehalt auf 0,4‰ festgesetzt und danach der Tunnelquerschnitt und die Lüftungsanlagen entworfen.

Dabei wurde ein Verkehr von 1900 Kraftwagen in 1 Min. auf der 6,1 m breiten Tunnelstraße angenommen, und es ergab sich dafür der notwendige Frischluftbedarf zu 27,8 m³ in 1 Min. und auf 1 m steigende Strecke, 11,6 m³ in Gefällstrecken und 20,8 m³ in der Wagerechten, das sind für den nördlichen Tunnel 54 300, für den südlichen 52 100 m³/Min. und damit ein 42maliger Luftwechsel in der Stunde.

Gleichzeitig liefen Versuche über die Bewegungswiderstände der Luft und die danach erforderlichen Ventilatoren und Leitungsquerschnitte.

Nach diesen Erfahrungen wurde in der erwähnten Versuchstrecke des Bureau of Mines zuerst ein Probebetrieb eingerichtet, der die für den Tunnel in Aussicht genommene Art der Belüftung aufwies, nämlich Zuführung von Frischluft an der Straßensohle und Abzug der verbrauchten Luft im Tunnelscheitel.

Es zeigte sich, daß dieses Verfahren den größten Erfolg versprach. Zunächst hatte man an die für Tunnel bisher übliche Lüftung durch einen von einem Schacht bis zum nächsten längs durchstreichenden Luftstrom gedacht. Da nach den Versuchen jedoch ein sehr großer Luftbedarf ermittelt wurde, entschloß man sich nun zu der zwar teuren, aber viel wirkungsvolleren Art der Belüftung in der Tunnelquerrichtung. Der röhrenförmige Querschnitt des Unterwassertunnels, der erst zu 8,84 m Durchm. angenommen war, wurde auf 8,99 m, auf eine kurze, besonders ungünstige Strecke sogar auf 9,25 m Durchm. festgesetzt und nach Abb. 1 unterteilt.

In der Sohle befindet sich ein ungefähr mannshoher Frischluftkanal, alle 3 bis 4,5 m führen Öffnungen nach der Straße kurz oberhalb des Pflasters für die Zuführung der Luft, und in ebensolchen Abständen sind Öffnungen an der Decke des Verkehrstunnels angeordnet, durch die die verbrauchte Luft in den obenliegenden Abluftkanal abgesaugt wird.

Dieses System versprach vor allem eine ganz gleichmäßige Belüftung, während die bisher übliche „Längsbelüftung" an den Enden des Wetterstromes eine sehr verschiedene Güte der Luft zur Folge hat, wie in jedem Kohlenbergwerk wahrzunehmen ist. Vor allem aber hat dieses Verfahren der „Querbelüftung" den Vorteil, daß bei etwaigen Automobilbränden, mit denen ebenso wie auf den East-River-Brücken erfahrungsgemäß immer gerechnet werden muß, der Rauch auf die Brandstelle beschränkt bleibt, und dadurch bis zum Eintreffen der Feuerwehr eine Panik soweit als möglich vermieden wird.

Die Kompressoren für das Zuführen der frischen und das Absaugen der verbrauchten Luft sind über den nach Abb. 2 eingeschalteten Schächten in etwa 31 m hohen, turmartigen Gebäuden untergebracht. Insgesamt sind 84 Ventilatoren mit zusammen 6000 PS angeordnet, von denen aber

Abb 3. Lüftungsbauwerke.

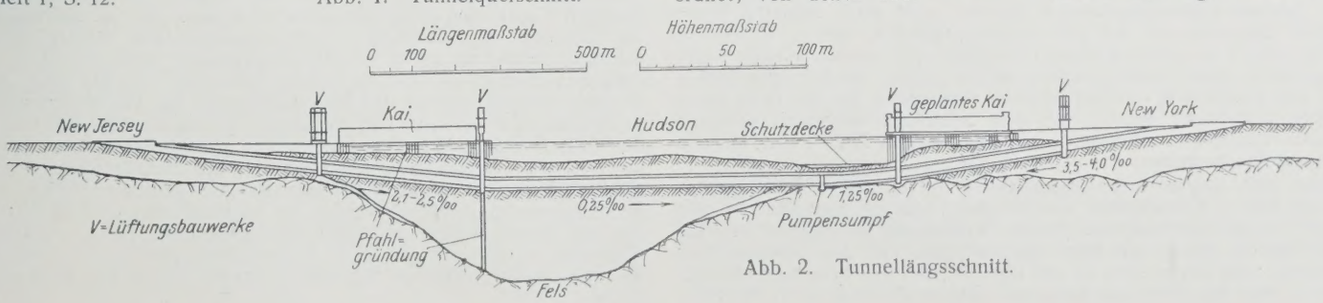


Abb. 2. Tunnellängsschnitt.

höchstens $^2/_3$ zusammenwirken, während der Rest als Reserve dient. Aber selbst wenn nur $^1/_3$ der Ventilatoren im Betrieb ist, genügt schon die Lüftung für den gewöhnlichen Verkehr nach den oben angegebenen Mindestforderungen. Die Anordnung ist also reichlich gewählt, ferner sind Apparate zur genauen dauernden Überwachung von einer Stelle aus, sowie außerdem zur möglichsten Unabhängigkeit der Stromversorgung Anschlüsse an zwei verschiedene Versorgnetze angeordnet.

Die Druckhöhe des Luftstromes beträgt 15 bis 95 mm Wassersäule je nach der Streckenlänge. Die Frischluft tritt durch riesige Fenster in die Türme ein, während die verbrauchte Luft durch 6 m hohe schornsteinartige Aufsätze ausgestoßen wird, um eine Vermengung beider, also ein Wiedereinsaugen der verbrauchten Luft vollständig zu vermeiden (Abb. 3).

Vor der Inbetriebnahme sind noch Brandproben geplant, die auch über die Verhältnisse bei stärkst möglicher Rauchentwicklung Klarheit bringen sollen. R. Fischer.

Die Werkstoff-Frage im Eisenbau erörterte Direktor Dr.-Ing. ehr. O. Erlinghagen, Rheinhausen, im einem Vortrage am 27. Oktober 1927 auf der Werkstofftagung in Berlin. Ausgehend von der Entwicklung in den Nachkriegsjahren, behandelte der Vortragende die Werkstofffrage im Eisenbau vornehmlich vom Gesichtspunkte des Bauingenieurs. Neben den Erfolgen des Deutschen Normenausschusses, der sich zusammen mit dem Verein deutscher Eisenhüttenleute um die Vereinheitlichung und Vereinfachung der mannigfachen Gütevorschriften bemüht hatte, laufen die Bestrebungen der Reichsbahn, die bei den Arbeiten des Normenausschusses ebenfalls mitgewirkt hatte, die Güte des Werkstoffes auch für den Eisenbau, besonders den Brückenbau, zu steigern, um Materialersparnisse zu erzielen. Es geschah dies durch die Einführung des Stahles St 48 mit den bekannten Güteziffern. Vor etwa zwei Jahren wurde dann durch die Reichsbahnverwaltung der Siliziumstahl im deutschen Brückenbau eingeführt. Die zulässige Grundspannung, die für den St 48 um 30 % gegenüber dem St 37 erhöht worden war, wurde für den St Si auf 2100 kg/cm², d. s. 50 % mehr als für den St 37, festgesetzt.

Augenblicklich wird jedoch für den deutschen Eisenhochbau überwiegend Handelsgüte St 00 und St 37 verwendet. Im deutschen Hochbau haben sich aus wirtschaftlichen Gründen der St 48 und der St Si kaum eingeführt. Die meisten Brücken der letzten vier Jahre, die von der Reichsbahn ausgeführt worden sind, bestehen aus St 48. Der Siliziumstahl wird seit Ende 1926 für größere Brückenbauten verwendet. Umfangreiche Erfahrungen stehen noch nicht zur Verfügung.

Auf Grund der Veröffentlichungen in deutschen und amerikanischen Zeitschriften und der Untersuchungen des Vereins deutscher Eisenhüttenleute und des Bureau of Standards in Washington wies der Vortragende nach, daß der im Boßhardt-Ofen erschmolzene F-Stahl (Freund-Stahl) in der gleichen Güte im gewöhnlichen Siemens-Martin-Ofen hergestellt werden kann. (Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 17, S. 247.)

Nach kurzer Beleuchtung der wirtschaftlichen Seite der Verwendung der obengenannten Stahlsorten wurden die Verhältnisse in Frankreich, England und Amerika gestreift. In diesen Ländern sind in der Nachkriegszeit bezüglich der Vorschriften für die Güte des Werkstoffes im Brückenbau kaum Änderungen eingetreten. Angeregt durch die Bestrebungen in Deutschland wird allerdings in Amerika jetzt die Verwendung des Siliziumstahles ebenfalls eifrig erörtert. Nach den neuesten Vorschriften der „American Society of Civil-Engineers“ stehen praktisch nur zwei Stahlsorten zur Verfügung:

1. sogenannter Baustahl (Structural Steel) mit 38,6 bis 45,7 kg/mm² Festigkeit und
2. für große Bauwerke Nickelstahl (Structural Nickel Steel) mit einem Nickelgehalt nicht unter 3,25 % und 60 bis 70 kg/mm² Festigkeit.

Die neuen Bestrebungen in Deutschland sollten denselben Weg gehen, sich auf etwa zwei Sorten beschränken: nämlich auf Normalgüte St 37 für gewöhnliche Bauzwecke und auf einen Stahl mit etwa den gleichen Güteziffern wie für Siliziumstahl für schwere Hochbauten und Brücken großen und größten Umfanges. Es müßte aber den deutschen Hüttenwerken überlassen werden, durch welche Legierungszuschläge sie die für Siliziumstahl aufgestellten Güteziffern erreichen wollten.

Zum Schluß ging Dr.-Ing. Erlinghagen noch auf die Verwendung von gekupfertem Stahl im deutschen Eisenbau ein und verwies auf die amerikanischen und deutschen Versuche mit Stahl mit einem Kupferzusatz von 0,25 %. Es scheint, als ob dieser gekupferte Stahl bald größere Verwendung im deutschen Eisenbau finden wird. (Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 34, S. 477.)

Baustoffe im Seewasser. Die „Institution of Civil Engineers“ hat im Jahre 1916 einen Ausschuß eingesetzt, der den Einfluß des Seewassers auf Bauwerke verschiedener Art untersuchen sollte. Da es sich dabei zum großen Teil um Dauer-Erprobungen handelt, sind seine Arbeiten heute noch nicht abgeschlossen, es wird vielmehr erwartet, daß er sie erst in etwa fünf Jahren zu einem gewissen Abschluß wird bringen können. Um die Ergebnisse seiner bisherigen Arbeiten zu zeigen, hat der Ausschuß in London eine Ausstellung von Probestücken veranstaltet, die, aus Holz, Eisen und Beton bestehend, längere Zeit dem Seewasser ausgesetzt gewesen sind. Die Probestücke zeigen nach einem Bericht in Engineering manche interessante Erscheinung.

Unter den ausgestellten Gegenständen ist ein 35 × 35 cm starkes Holz von einem Anbindepfahl aus Teakholz, das in Rangoon in acht Monaten von der Bohrmuschel, Teredo, vollständig durchlöchert worden ist. Ein anderes Stück, ein Pfahl aus Auckland auf der Nordinsel von Neuseeland, zeigt Löcher von 15 mm Durchm., die von derselben Muschel herrühren, und ein Pfahl aus Singapore zeigt noch schlimmere Schäden. In Perth in Australien sind sogar Pfähle aus Jarrah-Holz in elf Jahren von der Bohrmuschel zerstört worden, wie ein weiteres Probestück zeigt, an dem im übrigen die vom Wasser nicht benetzten Teile vollständig gesund sind. Ein anderes Probestück zeigt Löcher, deren Kreisform so vollkommen ist, daß man glauben könnte, die Löcher wären mit einem scharfen Bohrer hergestellt; das Stück stammt aus Devonport, es ist aber nicht ersichtlich, ob Devonport in Tasmanien oder Devonport auf der Halbinsel Cornwall gemeint ist; die Bohrmuschel ist zwar von Haus aus in tropischen Gewässern heimisch, sie ist aber auch in europäischen Häfen eingeschleppt worden und übt dort ihre zerstörende Tätigkeit aus. In europäischen Gewässern ist es aber hauptsächlich die Limnaria, die auf ähnliche Weise wie die Teredo das Holz zerfrißt. Ihre Löcher sind zwar kleiner, dafür aber um so zahlreicher. Geteertes Pitchpine-Holz und Eukalyptus-Holz sind in Heysham an der Westküste von England in weniger als neun Jahren unter den Angriffen der Limnaria zugrunde gegangen. Ausgestellt sind auch einige Bohrmuscheln, die eine Länge von 46 cm erreicht haben.

Die Ausstellung bestätigt die bekannte Tatsache, daß sich dauernd unter Wasser befindliches Holz geradezu unbegrenzt lange gesund erhält. Das gilt aber in vollem Umfang nur von Süßwasser, in dem man 100jährige Pfähle in vollständig gesundem Zustande gefunden hat, ja es soll noch viel ältere dauernd unter Wasser gebliebene Holzteile geben — genannt wird sogar ein Zeitraum von 1000 Jahren —, die sich vollständig unversehrt erhalten haben. Im Seewasser dagegen darf in gemäßigtem Klima kaum mit einer längeren Lebensdauer des Holzes als 10 bis 15 Jahre gerechnet werden, und in den Tropen geht es zuweilen schon in weniger als zwei Jahren zugrunde. Tränkung mit Kreosot hat nicht immer den gewünschten Erfolg, und der erwähnte Ausschuß erörtert die Möglichkeit, durch Zusatz von giftigen Stoffen zu besseren Ergebnissen zu gelangen. Versuche mit arsenhaltigen Flüssigkeiten versprechen Erfolg; die betreffenden Arsenverbindungen sind in Wasser unlöslich, lösen sich aber in Kreosot, Alkohol und Öl und können in dieser Lösung gut verwendet werden.

Außer dem Holz leidet aber bekanntlich auch Beton durch Seewasser. In London sind einige Brocken Portlandzementbeton mit Kalksteinschotter ausgestellt, die von Lithophagen zerstört worden sind. Diese versuchen durch den Beton an den Kalk heranzukommen. Auch Portlandstein, ein in England sehr beliebter Baustoff, der seinen Namen nach seinem Gewinnungsort, der Halbinsel Portland in Dorsetshire führt, hat im Seewasser gelitten. Anderseits hat sich gezeigt, daß sich Beton in einem Lager flüssiger Brennstoffe trotz dauernder Tränkung mit Öl gut gehalten hat. Von einer Mole in der Themse rühren Bewehrungseisen her, die zeigen, daß Eisenbeton gegen Wasser empfindlich sein kann. Das Eisen ist durch Rost fast vollständig zerstört, und dessen treibende Kraft hat das Absplittern von Betonbrocken zur Folge gehabt, wodurch wiederum die Rostbildung gefördert worden ist. Der Ausschuß ist zu der Überzeugung gekommen, daß in Wasser eingetauchter Eisenbeton so entworfen werden müßte, daß das Eisen mindestens 5 cm tief in den Beton eingebettet ist.

Im Gegensatz zu der zerstörenden Wirkung des Seewassers und der darin lebenden Tiere kommt es aber auch vor, daß diese Einflüsse erhaltend wirken. Als man in Singapore einen eisernen Träger von den Austern befreite, die sich an ihm angesetzt hatten, zeigte sich, daß das Eisen fast rostfrei war, und ein ähnlicher Vorgang ist auch an anderer Stelle beobachtet worden.

Der Ausschuß untersucht auch die Widerstandsfähigkeit verschiedener Stahlarten gegen Rost. Er hat gefunden, daß die bisher untersuchten Stahlsorten, auch wenn sie als nichtrostend bezeichnet werden, nicht vollständig rostfrei bleiben, daß aber einige dem gewöhnlichen Baustahl in dieser Beziehung weit überlegen sind. Auch mit schützenden Anstrichen sind Versuche angestellt worden; Teer hat sich dabei als ein guter Rostschutz erwiesen.

Ein eigenartiger Ausstellungsgegenstand ist ein eiserner Bolzen, der ein Stück Eiche mit anderem Holz verbunden hat. Da, wo er im Eichenholz saß, ist das Eisen bis auf die Hälfte seines Querschnitts weggefressen, während im übrigen Teil der volle Querschnitt im wesentlichen erhalten ist. Ein sechszölliger Messingnagel aus einem im Jahre 1805 erbauten, 1919 abgebrochenen Schleusentor in Leith war einwandfrei erhalten; das ist besonders bemerkenswert, weil hochzugfeste Kupferlegierungen an anderer Stelle versagt haben.

Man verspricht sich von den Forschungen des eingangs genannten Ausschusses den Erfolg, daß nach deren Ergebnissen die Baustoffe für Bauwerke im Wasser nach neuen, richtigeren Gesichtspunkten ausgewählt werden können; infolgedessen werden die Unterhaltungsarbeiten an derartigen Bauwerken verringert und so Ersparnisse erzielt werden können. Die bekannte Fachzeitschrift Engineering, deren Bericht über die Londoner Ausstellung als Quelle für die vorstehenden Andeutungen gedient hat, macht am Schluß dieses Berichtes die Bemerkung, die Erörterungen des Ausschusses ergriffen nur eine Seite der Frage, die den Techniker des heutigen Tages eingehend beschäftigen müsse. Im 19. Jahrhundert sei der Techniker im wesentlichen damit befaßt gewesen, die Hilfsmittel, die die Natur biete, für seine Zwecke auszunutzen. Heute stehe er vor der Aufgabe, dies so zu tun, daß diese Hilfsmittel erhalten und geschont werden. Der Holzvorrat der Welt nehme ab, die Wälder könnten nicht so schnell nachwachsen, wie die Bäume gefällt werden, die Gewinnung der Kohle werde immer schwieriger, was gleichbedeutend mit einer Verteuerung sei. Vorräte an Eisen seien zwar zurzeit noch reichlich vorhanden, aber schon weil ein englischer Fachmann den jährlichen Verlust an Eisen durch Rosten auf 20 Mill. t schätze, sei es berechtigt, in nicht allzu ferner Zukunft einen Mangel an Eisen zu befürchten. Da es, soweit heute übersehen werden kann, für Eisen keinen Ersatz gibt, so ist es unerläßlich, daß mit diesem wichtigen Baustoff in Zukunft sparsamer als bisher umgegangen wird. Wkk.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Die zulässigen Spannungen massiver Bogen. Da die Mitteilungen von Dr.-Ing. H. Leitz in der „Bautechnik", Heft 37, S. 517 auf meine Ausführungen in Beton u. Eisen 1925, S. 188 Bezug nehmen, so möchte ich bemerken, daß sich meine damaligen Vorschläge eigentlich nur auf das Stadium bezogen haben, das beim Betonbogen nach seiner Ausschalung eintritt, wo die Mitwirkung der auf dem Bogen aufruhenden und ihn versteifenden Aufbauten noch nicht vorhanden ist und eine weitgehende Vorsicht schon deshalb notwendig erscheint, weil in dem jungen Beton Setzungen und ungleichmäßige Stauchungen in Verbindung mit den Vorgängen bei der Ausschalung eintreten.

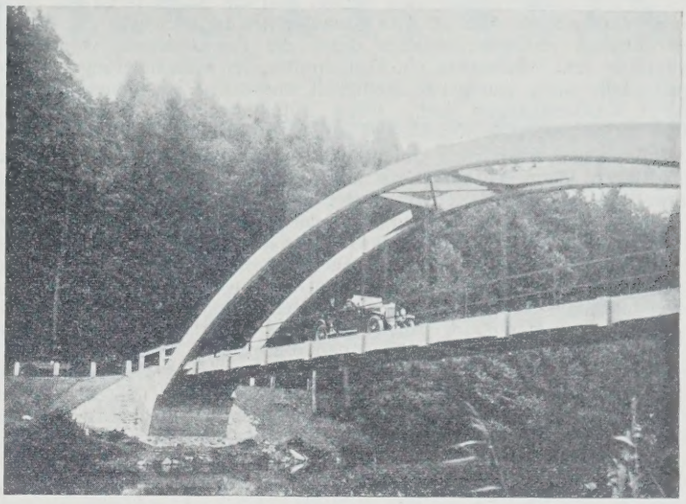
Ich kann mich aber mit der von Dr.-Ing. Leitz vorgeschlagenen Verallgemeinerung um so weniger einverstanden erklären, als er sich dabei auf die bestehenden Vorschriften für den Säulenbau bezieht, wo das Schlankheitsverhältnis von $h/d = 15$ nur selten und $h/d = 25$ überhaupt nicht vorkommt. Der Gesetzgeber mußte daher für den Säulenbau seine Regeln ohne weiteres so abfassen, daß sie diesen praktischen Verhältnissen Rechnung tragen, weshalb wir in den Erläuterungen von Gehler den Hinweis finden, daß eine Überschreitung von $h/d = 25$ überhaupt nicht in Frage kommt. Die Übertragung dieser Regel auf den Bogenbrückenbau erachte ich für unzulässig. Wenn ich für eine Berücksichtigung des Schlankheitsverhältnisses auch auf diesem Gebiete eingetreten bin, so geschah es hauptsächlich deshalb, um uns Vorkommnisse wie in Flensburg zu ersparen. Es geht aber nicht an, aus diesen für den Säulenbau aus konstruktiven Gründen durchaus berechtigten Beschränkungen Folgerungen abzuleiten, die für den Bogenbau als nicht berechtigt anzusehen sind. Es würde dies eine unbegründete Beschränkung seiner Entwicklung bedeuten, wie sie durch tatsächliche Ausführungen mehrfach bereits als unberechtigt nachgewiesen ist. Insbesondere würde man zu derart niedrigen zulässigen Beanspruchungen gelangen, daß ihre Einhaltung zu ganz plumpen Bogenformen zwingen müßte und jede größere Spannweite im Bogenbau unmöglich gemacht würde.

Die deutschen Vorschriften 1925 bedeuten durch die Einreihung der zulässigen Beanspruchungen des Bogens in die Spalte a Tab. IV einen hervorragenden Fortschritt auf diesem Gebiete, und es geht nicht an, diesen durch so wenig begründete Bedenken in Frage zu stellen. Diese Einreihung ist berechtigt durch das günstige Verhältnis zwischen Nutzlast und Eigengewicht und die damit zusammenhängende geringe Stoßwirkung und durch die der Rechnung zugrunde liegenden ungünstigen Belastungsannahmen. Wenn auch bei diesen Bauwerken die angenommene einseitige Belastung auftreten kann, so ist doch deren Vervielfachung in Wirklichkeit niemals zu erwarten; diese Bauten haben demnach eine viel höhere Sicherheit, als die Rechnung ausweist. Diesem Umstande hat kürzlich das bayerische Flußbauamt in Augsburg bei Planung des kühnen Bogens über den Lech durch eine weitere Erhöhung der in der erwähnten Tabelle der Bestimmungen mit höchstens 70 kg/cm² angegebenen Zahl auf 80 kg/cm² Rechnung getragen, wobei alle Nebenwirkungen, die von Stößen und Knickung herrühren, bereits berücksichtigt sind.

Die Ausführungen des Herrn Dr.-Ing. Leitz geben Anlaß zu verschiedenen Einwänden. Der nächstliegende ist der Umstand, daß er die Stärke eines Zweigelenkbogens aus Stampfbeton zu $1/20\ l$ vorschlägt, während er die kleinste Fugenstärke des Dreigelenkbogens $= 1/16{,}5\ l$ fordert. Es ergibt sich der Widerspruch, daß die Konstruktion, die an der knickempfindlichsten Stelle $1/20\ l$ Stärke haben soll, im zweiten Falle mit einer Stärke $= 0$ auskommt.

Ich hatte kürzlich Gelegenheit, eine Art „Rekord für Schlankheit" beim Bau einer Brücke in Purgstall in Oberösterreich aufzustellen. Diese in der Abbildung wiedergegebene Brücke ist ein Zweigelenkbogen aus umschnürtem Beton nach meinem System der Umschnürung mit nur geringer Längsbewehrung aus gewöhnlichem Rundstahl. Die Anwendung von Gelenken erklärt sich in diesem Falle durch die teilweise Anordnung der Fundamente auf schwebenden Pfählen. Für derartige Bauten gibt Leitz als geringste zulässige Fugenstärke für einen Zweigelenkbogen $1/50\ l$ an. Da die Spannweite des Eisenbetonbogens 35 m beträgt, so müßte die geringste Höhe 70 cm sein. Die Entfernung zwischen dem Rande der Umschnürungen ist in diesem Fall sogar etwas weniger als 70 cm, die äußeren Abmessungen der Bogenrippen 75 cm. Wir sehen in dem Bilde eine Ausführung, die die aufgestellte Grenze unterschreitet. Es sind dort nicht nur die geringsten Fugenstärken angewendet, sondern, was wohl das wichtigste ist, auch die üblichen zulässigen Betonbeanspruchungen ohne jede Abminderung eingehalten worden. Das Bauwerk dient einer nebensächlichen Bezirkstraße und ist mit ungemein geringen Kosten, wenn auch mit aller nötigen Sorgfalt von den Ferro-Betonit-Werken A.-G. in Linz ausgeführt und kürzlich dem Verkehr übergeben worden.

Wenn man auf dem Bauplatz eine Würfelfestigkeit des Betons von $W_{b28} = 250$ kg/cm² erreicht und gleichmäßig feststellt, so beträgt die Eigenfestigkeit des verwendeten Betons 200 kg/cm², es muß daher eine zulässige Beanspruchung von 100 kg/cm² ebenso berechtigt sein, wie bei der Stahlbewehrung, wo man bei einer Fließgrenze von 2400 kg/cm² die zulässige Inanspruchnahme von 1200 kg/cm² zugrunde legt, wenn auch die Fließgrenze oft wesentlich geringer ist. In diesem Falle ist aber eine Druckspannung von 70 kg/cm² zulässig, um so mehr, als der Stahl sich nur (bei $n = 15$) mit 1000 kg/cm² ausnutzen läßt und so an den Gebrauch eines hochwertigen Stahles mit einer Fließgrenze von 3800 kg/cm² und von Gußeisen mit 6000 kg/cm² für die Druckbewehrung nicht gedacht werden kann, obwohl es möglich ist, diese Festigkeiten mit Hilfe von Umschnürung tatsächlich zur Wirksamkeit zu bringen, und so Schlankheiten Hand in Hand mit großen Sicherheiten zu erzielen, wie sie selbst der Eisenbau nicht herzustellen imstande ist.



Trotz aller Wertschätzung der Ausführungen des Herrn Dr.-Ing. Leitz möchte ich doch sagen, daß er den wissenschaftlichen Wert von „Bestimmungen" unrichtig einschätzt. Jede Vorschrift ist weit entfernt davon, Dogmen wiederzugeben, sie enthält vielmehr für den besonderen Zweck zurechtgestutzte Faustregeln, die nur in bestimmten Grenzen richtig sind. Diese m. E. zu weit gehende Wertschätzung von Vorschriften durch den Verfasser mit Bezug auf die Knickregeln geht insbesondere auch aus seinem Zitat der beim Beton notwendigen Bewehrungen hervor. Die Angabe, daß die Bewehrung wenigstens 0,5 und nicht über 3% betragen dürfe, ist das beste Beispiel derartiger Faustregeln, deren Übertragung auf Gebiete, für die sie nicht bestimmt sind, zu bedauerlichen Fehlgriffen führen muß. Finden wir doch diese Forderung sogar auf den Balken übertragen, und bildet sie dort ein Hindernis für die Verwendung des Stahls, soweit Ämter in Frage kommen, wenn dabei die Bewehrung unter 0,5% herabsinkt. Ein Betonbogen, der an den Stellen, wo Zugspannungen auftreten, bewehrt ist, ist nicht mehr als Betonbogen anzusehen. Es ist falsch, die Forderung aufzustellen, daß der ganze Betonbogen wenigstens mit 0,5% bewehrt sein soll. Über die Unrichtigkeit der anderen Grenzziffer 3% bei umschnürtem Beton habe ich mich bereits an anderer Stelle ausgesprochen:[1]) die betreffende Bestimmung der deutschen Vorschriften ist bei deren Übernahme durch Österreich gestrichen worden. Der größte Mißbrauch auf diesem Gebiete wird aber mit der Zahl $n = 15$ getrieben, was deshalb hervorgehoben sei, weil nach den Ausführungen des Herrn Dr.-Ing. Leitz die verlangte niedrige Beanspruchung des Betons mit einer ganz geringen Ausnutzung des Eisens Hand in Hand gehen würde.

So sehr ich es begrüße, daß die Ausführungen des Herrn Dr.-Ing. H. Leitz weiteren Kreisen die Notwendigkeit der Berücksichtigung des Schlankheitsverhältnisses beim Bogen vor Augen führt, so darf dies doch nicht einseitig nur zum Nachteil des Eisenbetonbaues geschehen. Dies ist um so wichtiger, als die in dem Aufsatz von Leitz berücksichtigten eingespannten Bogen in Deutschland so gut wie keine Verwendung gefunden haben. Manches von dem hier Gesagten habe ich bereits in meinen Ausführungen über den Einsturz in Flensburg angedeutet. Ich fühlte mich jedoch veranlaßt, einiges hier noch klarer hervorzuheben, weil ich mich mit allen aus meinen Anregungen gezogenen Schlußfolgerungen nicht einverstanden erklären kann. Dr. Fritz Emperger.

Entgegnung.

Herr Dr. F. Emperger glaubt im vorstehenden auf den Widerspruch zwischen Zwei- und Dreigelenkbogen aufmerksam machen zu müssen, wonach der erstere an seiner knickempfindlichsten Stelle eine gewisse Mindeststärke erfordere, während der letztere dort mit der Stärke Null auskomme. Dieser scheinbare Widerspruch beruht aber auf einer unzutreffenden Anschauung von der Form der Knicklinie des Bogens; dieser knickt nämlich nicht nach einer Seite aus wie ein Stab — dies ist wegen

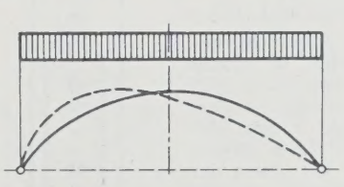


Abb. 1.

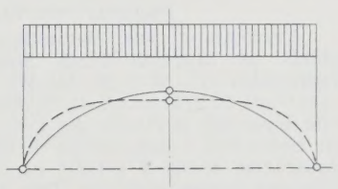


Abb. 2.

der Unverschieblichkeit der Widerlager nicht möglich —, sondern beim Zweigelenkbogen in einer Wellenlinie, die auf der einen Hälfte oberhalb, auf der andern unterhalb der ursprünglichen Bogenachse und Stützlinie verläuft, wobei sich im Scheitel ein Wendepunkt ausbildet (Abb. 1). Beim Dreigelenkbogen ist die Formänderung symmetrisch und hat im Scheitel einen

[1]) Heft 11 der Berichte des Österr. Eisenbetonausschusses.

Knick. Die knickempfindlichsten Stellen sind die Bogenviertel und nicht die Bogenscheitel (s. Abb. 2). Die Normalkräfte, die nach wie vor etwa in der Stützlinie verlaufen, erhalten durch die Formänderung vergrößerte Hebelarme und verursachen ein Fortschreiten der Formänderung bis zum Bruch, falls nicht genügende Steifigkeit vorhanden ist, genau wie bei andern Knickvorgängen auch. (Phot. Abbildungen der Modellversuche siehe R. Mayer, „Die Knickfestigkeit", S. 144 ff.)

Für einen erheblichen Unterschied in der Behandlung von Säulen und Bogen kann ich auch jetzt noch keine Gründe finden. In den Schweizerischen Eisenbetonvorschriften z. B. beziehen sich die Knickformeln ausdrücklich auf Stützen und Druckglieder, wozu auch ein Bogen sicher rechnet. Wie die Stütze durch Normalkraft und etwaige Momente an den Enden beansprucht wird, so auch der Bogen, wobei die Momente von unsymmetrischer Belastung, Abweichungen der Stützlinie von der Bogenmittellinie infolge von Ungenauigkeiten in den rechnerischen Grundlagen und der Montierung, Ausweichen der Widerlager und Setzungen herrühren. Dabei wird bei den Säulen die günstige Wirkung der meist vorhandenen Einspannung nicht berücksichtigt, während die angegebenen Bogenknicklängen den Auflagerbedingungen Rechnung tragen. Daher haben alle Einzelbestimmungen der Säulenvorschriften auch für den Bogen unter Einführung der entsprechenden Knicklänge ihre Berechtigung.

Leider mußte in meinem Aufsatze wegen Raummangels ein Absatz wegbleiben, der sich für die Anwendung der Knickformel von Mörsch aussprach; nach ihr ist $\omega = 0{,}8\,(1 + 0{,}0001\,\lambda^2)$, d. h. etwas kleiner als nach den Vorschriften. Sie deckt sich mit den Versuchen, die mit Säulen bis zu einem Schlankheitsverhältnis = 28, d. h. $\lambda = 97$ angestellt worden sind, und erlaubt, die Grenzen weiter zu stecken.

Bei der Brücke über den Lech bei Augsburg war die Beachtung der amtlichen Bestimmungen in den ersten Wettbewerbsunterlagen vorgeschrieben, sie mußten demnach berücksichtigt werden.

Herr Dr. F. Emperger streift mehrmals die Frage der Sicherheit, die einen der Kernpunkte bildet. Eine *n*-fache Sicherheit bedeutet noch lange nicht, daß der Bogen die *n*-fache Verkehrslast aushält; andere nicht zu vermeidende Umstände, wie die obengenannten Abweichungen der Mittellinie usw. sollen ebenfalls darin berücksichtigt sein und können die Grenze der Bruchlast wesentlich herabsetzen; bei den reinen Betonbogen machen die mit Erhöhung der Verkehrslast eintretenden Zugspannungen zusammen mit den sonstigen Nebenumständen die *n*-fache Sicherheit leicht zu einer Täuschung. Ob es berechtigt ist, im Beton- und Eisenbau dieselben Sicherheitsgrade anzuwenden, wie Emperger verlangt, hängt von einer Reihe von Umständen ab. Die fabrikmäßige und mit allen Mitteln der Wissenschaft überwachte Herstellung der Eisenteile ergibt eine hohe Gewähr für die geforderten Festigkeitseigenschaften, die sich übrigens vor dem Einbau durch Prüfung leicht feststellen lassen. Dazu kommt noch die Zugfestigkeit und die große Bruchdehnung, die bekanntlich sehr wertvoll gegenüber Schwingungserscheinungen und Nebenspannungen ist. Die Verhältnisse beim Beton liegen, was die Ausführung auf der Baustelle und die Nachprüfung anbetrifft, wohl etwas schwieriger und der Mangel an Zugfestigkeit spielt z. B. bei reinen oder schwach bewehrten Betonbogen eine erhebliche Rolle.

Für die Bemessung und die zulässigen Spannungen der reinen und schwach bewehrten Betonbogen gibt die Knickgefahr den Ausschlag; Knickformeln hierfür sind außer den Anhaltspunkten der amtlichen Vorschriften in den Betontaschenbüchern nicht zu finden; ich habe schon früher angedeutet, daß ich ebenfalls diese Bestimmungen für sehr weitgehend halte. Hier ist eine Lücke, die vielleicht in der Neubearbeitung der Brückenbauvorschriften ausgefüllt wird.

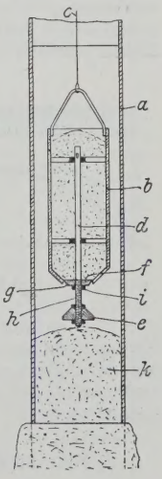
Es ist naturgemäß, daß, nachdem die Verwendung hochwertiger Werkstoffe die so begrüßenswerte Erhöhung der zulässigen Beanspruchung gebracht hat, die Knickgefahr eine wichtige Rolle zu spielen beginnt und berücksichtigt werden muß; insbesondere da das Elastizitätsmaß sich dabei nicht wesentlich geändert hat. Hierauf hinzuweisen und die Auswirkung der bis jetzt dafür vorhandenen Bestimmungen zu zeigen, war der Zweck meiner Zeilen. Dr.-Ing. Hch. Leitz.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

Patentschau.

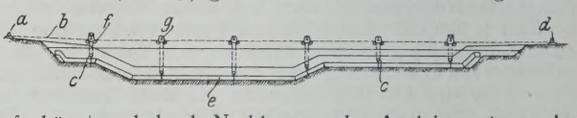
Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Vorrichtung zur Herstellung eines Betonpfahls im Erdreich durch Stampfen in einem Futterrohr. (Kl. 84 c, Nr. 445 373 vom 20. 6. 1925 von Franz Schlüter, A.-G. in Dortmund.) — Zum Einbringen des Betons in das Futterrohr *a* dient der an einem Seil *c* aufgehängte Behälter *b*, in dessen Achse eine Stange *u* geführt ist, an der unten der Stampfer *e* angebracht ist. Der Stampfer *e* ist mit dem für die Auslauföffnung *g* vorgesehenen Verschluß *f* des Betonbehälters *b* so verbunden, daß sich der Auslauf für den Beton beim Aufstoßen des Stampfers öffnet. Der Verschluß *f* ist auf einer Schraubenspindel *h* verschiebbar befestigt und wird durch eine Mutter *i* festgehalten. Beim Öffnen des Auslaufes wird eine bestimmte Menge Beton abgegeben, die beim nächsten Niedergang des Stampfers festgestampft wird.



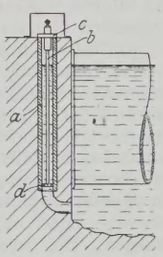
Eiserne Spundwand mit eingebauten Hohlpfählen. (Kl. 84 c, Nr. 443 556 vom 14. 3. 1925 von Karl Pahl in Heidelberg.) — Die Spundwand wird aus zwei einfachen, leicht walzbaren Spundbohlen gebildet, deren Querschnitt dem der laufenden Spundwand entspricht; die Bohlen laufen in Verbindungshaken aus, mit deren Hilfe die beiden Teile der Hohlpfeiler miteinander und mit den einteiligen Pfählen durch eingeschobene Riegel verhakt sind. Man benötigt nur ein einziges Formeisen für Hohlpfahl und laufende Wand. Die Hohlpfeiler für die Kasten können aus zwei Vorprofilen des Spundwandeisens gebildet sein. Die aus den beiden Formeisen *b* bestehenden Hohlprofile *a* werden untereinander durch Schloßriegel *d* verbunden, während zur Verbindung der laufenden Spundwand *c* mit den Hohlpfählen die Schloßriegel *e* dienen.

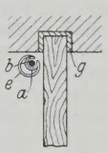
Verfahren zum Verlegen von Dückern und ähnlichen Rohrleitungen. (Kl. 84 a, Nr. 442 641 vom 27. 7. 1924 von Josef Drüke in Essen.) — Um die bisherige zeitraubende und kostspielige Verlegung von Rohrleitungen durch Gerüste zu vermeiden, werden die Dücker *e* an einem über lose und feste Rollen (*c* und *f*) geführten durchlaufenden Zugmittel *b*



aufgehängt und durch Nachlassen oder Anziehen eines oder beider Enden des Zugmittels bewegt. Das durchlaufende Seil ergibt einen selbsttätigen Ausgleich der durch die losen Rollen übertragenen Zugkräfte. Die festen Rollen sind an festen Stützen *g* oder schwimmenden Jochen angeordnet. Die Seilenden führen zu Winden *a* und *d*.

Elektrische Turbinen- und Wehrbeheizung. (Kl. 84 a, Nr. 446 266 vom 29. 9. 1925 von Siemens Elektrowärme G. m. b. H. in Sörnewitz b. Meißen.) — Die bisherige Widerstandsheizung zum Schutz vor dem Einfrieren bietet Schwierigkeiten; man verwendet daher für die zu schützenden Teile die bekannte Elektrodenheizung, bei der das Wasser oder eine andere Flüssigkeit als Heizwiderstand dient, dem der Strom mittels Elektroden zugeführt wird; das Wasser des Wasserlaufes selbst kann unmittelbar als Heizwiderstand dienen. Zur Beheizung des Wehres wird in die Dichtungswand ein Eisenrohr *a* eingelassen, das mit dem Wasser des Wasserlaufes verbunden sein kann. Die in dieses Rohr eintauchende Elektrode *b* ist gegen Berührung mit dem Rohr *a* durch die Isolierung *c* und durch eine sternförmige Isolierung *d* im Rohr geschützt und gleichzeitig in der Rohrmitte gehalten. Den Heizwiderstand bildet das Wasser zwischen Elektrode *b* und der Gegenelektrode *a*. Um das Vereisen der Führungsschienen für die Wehrtüren zu verhüten, hat das Rohr *a* für die Elektrode *b* einen parallel zur Führungsschiene *g* liegenden Schlitz, durch den das Wasser gegen die Dichtungsfuge des Wehres austritt und so das Einfrieren verhindert.





Personalnachrichten.

Preußen. Dem Regierungs- und Baurat (W.) Leopold, beurlaubt zum Reichsverkehrsministerium, ist eine Regierungs- und Baurat-Beförderungsstelle verliehen worden.

Versetzt: die Regierungsbauräte (W.) Stahl von Schwiecheldt an das Wasserbauamt I in Kassel, Erich Müller vom Kanalbauamt in Oebisfelde an das Kanalbauamt in Merseburg; — der Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Lange vom Wasserbauamt I in Kassel an das Polizeipräsidium — Verwaltung der Berliner Wasserstraßen — in Berlin.

Überwiesen unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst: die Regierungsbaumeister (W.) Hugo Schmitz dem Neubauamt Kanalabstieg in Magdeburg und Adolf Hahn dem Wasserbauamt in Glückstadt.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbaumeister Herbert Sousalla, Dr.-Ing. Otto Fischer, Fritz Starkowski (Wasser- und Straßenbaufach) und Max Jacobshagen (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

In den dauernden Ruhestand versetzt: der Oberregierungs- und -baurat Degener bei der Rheinstrombauverwaltung in Koblenz.

INHALT: Maschineller Kippbetrieb. — Strömungsverhältnisse bei einem Klappenwehr. — Der Hafen von Marienburg. — Statistische Angaben über die deutsche Verkehrszählung vom 1. Oktober 1924 bis 30. September 1925. — Seilaufzug für ein Schiffshebewerk. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Wissenschaftliche Grundlagen des Anstrichs. — Zur Entstehung des Achensee-Kraftwerkes. — Neue 1066 m weitgespannte Hängebrücke über den Hudson. — Riofrio-Aquädukt. — Normenfestigkeiten gewöhnlicher und hochwertiger Zemente. — Bewerbung für die Laufbahn der bautechnischen Reichsbahnobersekretäre. — Lüftungseinrichtungen des Holland-Tunnels. — Werkstoff-Frage im Eisenbau. — Baustoffe im Seewasser. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang | BERLIN, 11. November 1927 | Heft 49

Alle Rechte vorbehalten.

Der neue Rheindeich bei Alsum.

Von Reg.-Baumeister a. D. **Alexander Ramshorn.**

(Mitteilungen aus dem Arbeitsgebiet der Emschergenossenschaft, Essen.)

Der Emscherfluß mündete ursprünglich in der Nähe des Hafens Alsum in den Rhein. Im Rahmen des großen Regulierungsentwurfs der Emscher wurde die Mündung aus dem abgesunkenen Gebiet rd. 3 km nach Norden in höheres Gelände verlegt. Der alte Emscherlauf wurde auf die Länge von rd. 9 km als örtlicher Vorfluter ausgebaut und einem großen Pumpwerk von 7 m³/Sek. Höchstleistung bei 3500 eingebauten PS zugeführt. Das zufließende Wasser wird durch zwei Druckrohrleitungen von je 1,6 m Durchm. in den Rhein gepumpt. Zur Klärung der Abwässer ist kurz vor dem Durchgang der Druckrohre durch den Rheindeich eine Kläranlage erbaut.

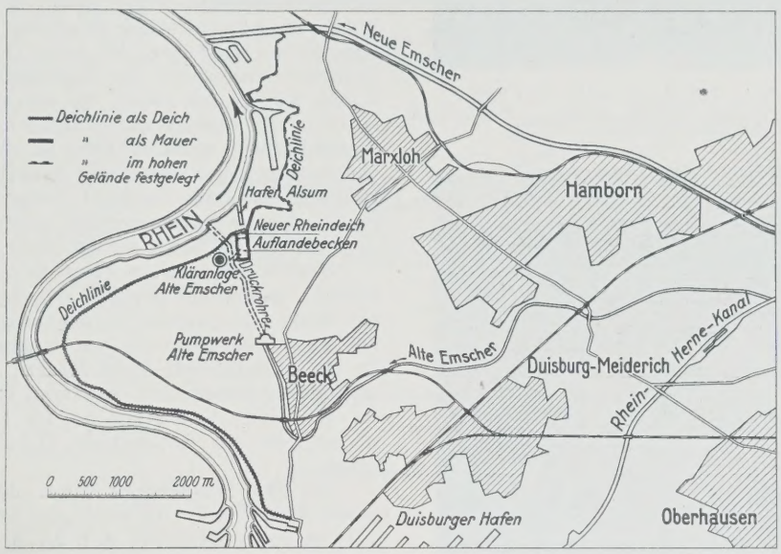


Abb. 1. Übersichtslageplan.

Zum Schutze gegen Rheinüberflutungen mußten die abgesunkenen Gebiete durch ausgedehnte Deichanlagen geschützt werden. Der Verlauf dieser Hochwasserschutzanlagen zwischen den Duisburger Häfen und der neuen Emschermündung — im weiteren kurz „Deichlinie" genannt — ist durch deichpolizeiliche Verfügung festgelegt und aus Abb. 1 zu ersehen. Die Deichlinie beginnt nördlich der Duisburg-Ruhrorter Häfen und zieht sich als hochwasserfreier Deich in großem, nach Osten geöffnetem Bogen bis zur Kläranlage „Alte Emscher" hin. Dort bog sie bisher hufeisenförmig nach Süden aus und wurde streckenweise — um Platz zu sparen — beim Hafen Alsum durch eine Mauer gebildet; nördlich dieser Mauer bis zur neuen Emscher ist die Deichlinie in hochwasserfreiem Gelände festgelegt.

Das Gebiet, durch das sich die Deichlinie zieht, unterliegt den Einwirkungen des Bergbaues; die Deichlinie bedarf daher einer dauernden Überwachung hinsichtlich ihrer Höhe und ihres Zustandes. Die Prüfung hinsichtlich der Höhe wird auf Grund deichpolizeilicher Verfügung für die ganze Deichlinie alljährlich von der Emschergenossenschaft durchgeführt. Auf Grund der Ergebnisse der Höhenmessung legt der Oberdeichinspektor die vorzunehmenden Unterhaltungs- und Wiederherstellungsarbeiten in einem Gutachten nieder. Die Unterhaltungspflicht der Deichlinie umfaßt die Verteidigung der Deichanlagen bei Hochwasser, die Unterhaltung des vorhandenen Zustandes und die Beseitigung von Schäden durch gewöhnliche Ereignisse, zu denen jedes Hochwasser gehört, das den Hochwasserstand von 1882 erreicht. In diese Unterhaltungspflicht teilen sich die Städte Duisburg und Hamborn, die Gewerkschaft Friedrich Thyssen (jetzt Vereinigte Stahlwerke A.-G.) und die Emschergenossenschaft. Für Aufhöhungen und Instandsetzungen, die durch bergbauliche Einwirkungen notwendig werden, ist maßgebend, daß die Deichlinie nicht unter die Höhe von 40 cm über HHW des Jahres 1882 sinken darf.

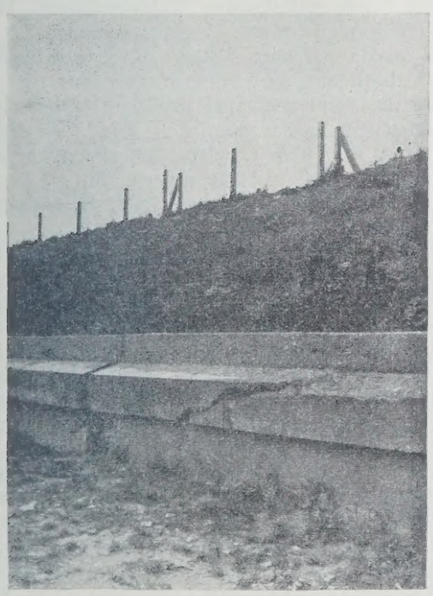


Abb. 2.
Die geborstene alte Hochwassermauer mit dem davorliegenden neuen Deich.

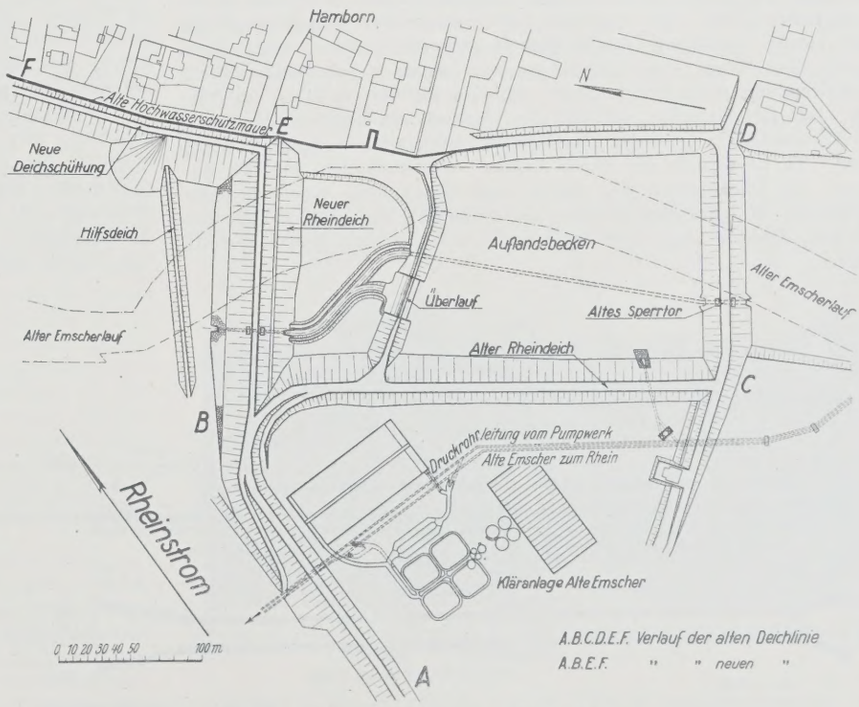


Abb. 3. Lageplan des neuen Rheindeichs.

Die hufeisenförmige Deichstrecke am Sperrtor war zu Ende des Jahres 1925 besonders stark abgesunken; sie lag bei Eintritt des großen Rheinhochwassers um die Jahreswende 1925/26 bereits unter der Hoch-

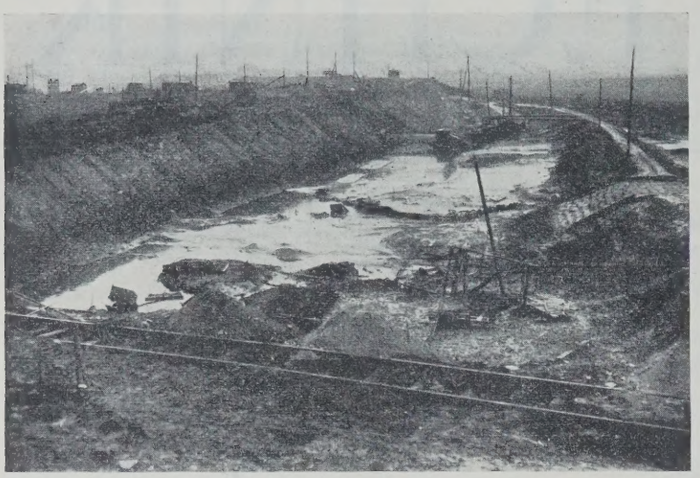


Abb. 4. Links der neue Querdeich in Schüttung, rechts der Hilfsdeich mit Überlauf, im Hintergrunde die Deichschleuse.

Abb. 5. Ausschachten des Schlammes für den Fuß des neuen Deichs.

wasserlinie von 1882, die durch das neue Hochwasser noch um 25 cm überschritten wurde. Die Hochwasserschutzmauer war zudem an vielen Stellen unter Einwirkung des Bergbaues geborsten. Abb. 2 zeigt einen Riß der alten Mauer. Die Maßnahmen, die damals in fieberhafter Arbeit zur Abwendung eines Deichbruches getroffen wurden, sind in dem Aufsatze „Das Emschergebiet während des Hochwassers Neujahr 1926“ von Reg.-Baumeister Carp in der „Bautechnik“ 1926, Heft 15, S. 209 u. f. erwähnt. Es ist damals nur durch Aufbau von Sandsäcken möglich gewesen, ein Überströmen der Deiche und damit auch einen sicheren Durchbruch des Rheinhochwassers zu verhüten; der größte Teil von Hamborn, Marxloh und Alsum wäre mehrere Meter unter Wasser gesetzt worden.

Mit dem Eintritt guter Jahreszeit mußten sofort Maßnahmen zur Aufhöhung der abgesunkenen Deichlinie getroffen werden. Bei dieser Gelegenheit wurde das hufeisenförmige Deichstück am Sperrtor durch einen neuen Querdeich abgeschnitten. Die Deichlinie wird dadurch um 650 m verkürzt. Dieser Querdeich wurde nach Norden als Deichschüttung vor der geborstenen Hochwassermauer bis zum Übergang der Deichlinie in hochwasserfreies Gelände weitergeführt (Abb. 3). Die Ausführung des Querdeichs geschah durch die Emschergenossenschaft, die erwähnte Weiterführung nach Norden durch die für diese Deichstrecke unterhaltungspflichtige Gewerkschaft Friedrich Thyssen.

Da gewisse, binnendeichs gelegene Gebiete bei NW des Rheines noch freie Vorflut hatten, war ein Sperrtor im hufeisenförmigen Deichstück eingebaut. Bei Hochwasser wurden die Schützen dieses Sperrtores geschlossen und das sich ansammelnde Wasser von dem anfangs erwähnten Pumpwerk mit gehoben.

Die Möglichkeit einer freien Entwässerung des Binnengeländes bei niedrigem Rheinwasserstand mußte auch bei dem neuen Querdeich durch Anlage einer Deichschleuse geschaffen werden. Hinzu kommt noch, daß kurz vor der Herstellung des neuen Querdeichs außendeichs der hufeisenförmigen Deichschleife ein sogenanntes Auflandebecken geschaffen worden war zu dem Zweck, die vom alten Emscherpumpwerk gehobenen, reichlich mit Mineralschlamm beladenen Abwässer vor der Einmündung in den Rhein in einfacher Weise zu klären. Die in den Rhein führenden Druckrohrleitungen wurden mit Abzweigen nach diesem Becken versehen. Das über eine aus Faschinen hergestellte Überfallschwelle ablaufende geklärte Wasser mußte ebenfalls, solange es der Rheinwasserstand zuließ, durch den neuen Deich geführt werden (Abb. 3).

Zwei Schwierigkeiten waren beim Bau des neuen Deichs zu überwinden: erstens die häufige Überschwemmung des Baugeländes durch den Rhein und zweitens die ungünstigen Untergrundverhältnisse. Durch Bohrungen vom Kahn aus war festgestellt, daß sich im Laufe der Zeit im alten Emscherbett große Mengen Schlamm, vermischt mit teerigen und öligen Bestandteilen, abgelagert hatten. Dieser Schlamm mußte bis auf den festen Untergrund in der ganzen Breite des Deichs entfernt werden, um ein einwandfreies Einbinden des Deichflusses zu gewährleisten.

Die erste Schwierigkeit wurde durch Anlage eines Hilfsdeichs behoben (Abb. 3 u. 4). Er wurde vor Kopf durch das überflutete Vorland in Höhe von + 24,00 NN, d. i. 2,5 m über MW des Rheines geschüttet. Sodann wurden in der Nähe des Auslaufs und der Mitte der zukünftigen neuen Deichschleuse zwei große Filterbrunnen von 1 m Durchm. l. W. 8 m tief in den Rheinkies abgesenkt, durch zwei Heberleitungen verbunden und an Kreiselpumpen angeschlossen. Das Wasser wurde über den Hilfsdeich in das Vorland gepumpt (Abb. 4).

Mit Hilfe dieser Wasserhaltung gelang es, in kurzer Zeit das hinter dem Hilfsdeich gelegene Gelände zu entwässern und die Baugrube für die Schleuse trocken zu halten; sogar der Schlamm wurde größtenteils stichfest und konnte einwandfrei entfernt werden. Abb. 5 zeigt den Abbau der stichfest bis 3 m Stärke anstehenden Schlammschicht. Für besonders tief gelegene Stellen wurden örtliche Pumpen angesetzt.

Als dringlichster Bauteil wurde mit allen Mitteln die Deichschleuse gefördert; denn erst nach Fertigstellung des Schleusengewölbes war es möglich, die Deichschüttung in dem geplanten großen Umfang aufzunehmen. Niedrige Wasserstände begünstigten den Bau. Die Abmessungen der Schleuse sind aus Abb. 6 zu ersehen. Auf einem starken Betonfundament ist ein Maulprofil in den Abmessungen 1,80 × 1,85 m aus bestem Klinkermauerwerk hergestellt, geschützt durch Zementputz und mehrfachen Inertolanstrich.

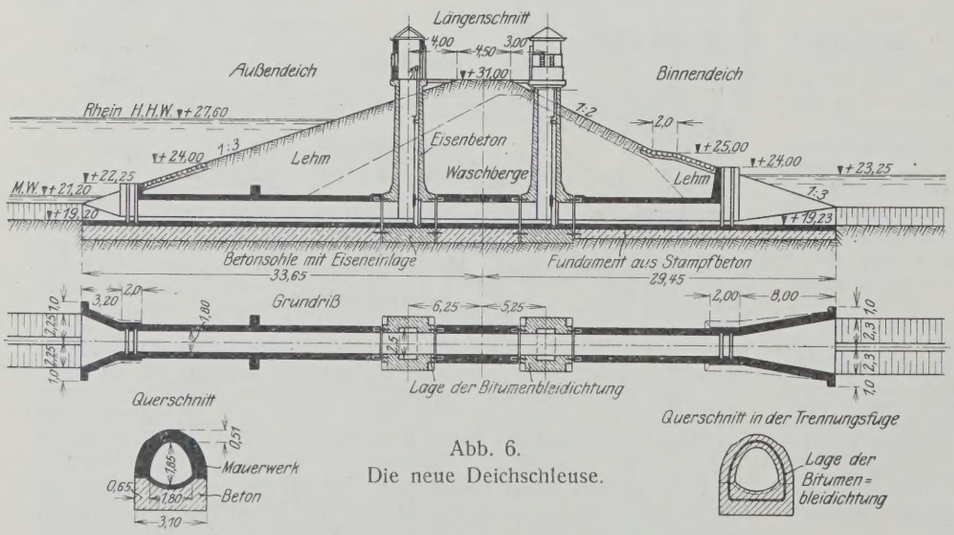


Abb. 6.
Die neue Deichschleuse.

Mit der zunehmenden Höhe des Deichkörpers wächst die Belastung des Schleusenfundaments. Zur Vermeidung von Rissen wurden daher Fugen derart angeordnet, daß die Schieberkammern mit den aufgehenden Schächten gewissermaßen als besonders fundierte Pfeiler im Boden stehen. In den Fugen ist das Mauerwerk stumpf gestoßen. Die Abdichtung geschieht durch beiderseits ins Mauerwerk einbindende Bleibitumenplatten der Firma Krebber, Oberhausen, in Abmessungen von 30 × 3 cm; die Bleieinlage ist 3 mm stark. Abb. 7 zeigt den Einbau der Dichtungsplatten. Nach Fertigstellung der Schächte bis zur Fußbodenhöhe der Schieberhäuser wurden Schützrahmen, Schützen, Gestänge usw. von oben her herabgelassen und eingebaut (Abb. 8). Den Verschluß der Schleuse bilden zwei Geigersche Rollkeilschützen neuester Bauart mit selbsttätiger Dauerschmierung im Gesamtgewicht von 10 t. Der rheinseitige ist aus Stahlguß, der binnenseitige aus Grauguß. Der letztere ist beiderseits kehrend konstruiert, um bei gelegentlichen höheren Binnenwasserständen, wie sie beim Betriebe des Auflandebeckens

eintreten können, Zerstörungen an den Schiebern zu verhüten. Die Schützen sind durch Gegengewichte so ausgeglichen, daß sie von einem Mann bequem bewegt werden können. Als Notverschlüsse sind im Ein- und Auslauf doppelte Dammbalkenverschlüsse vorgesehen; die Dammbalken liegen in den Schieberhäusern stets verwendungsbereit.

Abb. 9 zeigt den Normalquerschnitt des neuen Deiches. Man erkennt einen Stützkörper aus sogenannten „Waschbergen" — das sind Rückstände aus den Kohlenwäschen der Zechen bis etwa Faustgröße — mit einer starken Dichtungslehmschicht nach der Rheinseite und einem Dichtungslehmfuß nach der Binnenseite. Der letztere wäre zur besseren Entwässerung des Deichkernes besser fortgeblieben, konnte aber nicht entbehrt werden, um ein Durchströmen des Deiches von innen nach außen bei hohen Binnenwasserständen zu verhüten. Über diesen Lehmfuß sind in Höhe des binnenseitigen Banketts Sickerrohre durch die Lehmschicht in den Kern geführt. Der poröse Stützkörper aus Waschbergen steht mit dem Rheinkies in Verbindung und kann in das Grundwasser entwässern. Das Schleusenbauwerk ist durchgehend ringsum mit bestem Lehm sorgfältig umstampft, um die Einwirkung aggressiver Wässer, die bei Verwendung von Waschbergen entstehen können, abzuhalten. Der Deich hat eine Kronenbreite von 4,50 m, eine Fußbreite von 63 m. Außendeichs ist er 1 : 3, binnendeichs 1 : 2 bezw. im unteren Teil auch 1 : 3 geböscht. Die Krone liegt mit Rücksicht auf spätere Senkungen 2,60 m über HHW von 1882. Die Böschung erhielt außendeichs bis Ordinate + 24,00, binnendeichs bis Ordinate + 25,00 eine Befestigung aus schweren Schlackenblöcken, verlegt mit offenen Fugen auf einer Unterpackung aus Kiessand und Splitt; die Gesamtstärke der Befestigung beträgt 0,55 m. Das reichliche Bekiesen der fertigen Lehmböschung war notwendig, um ein sorgfältiges Arbeiten auf der bei nasser Witterung glatten Lehmböschung möglich zu machen.

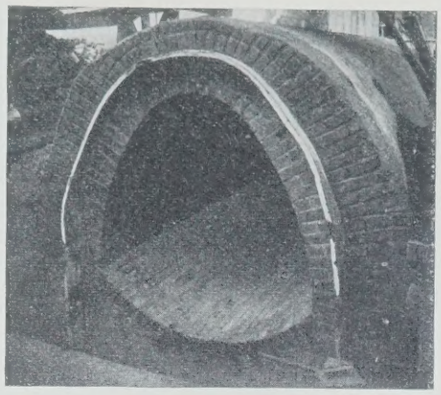


Abb. 7. Einbau der Krebberschen Bleibitumendichtung.

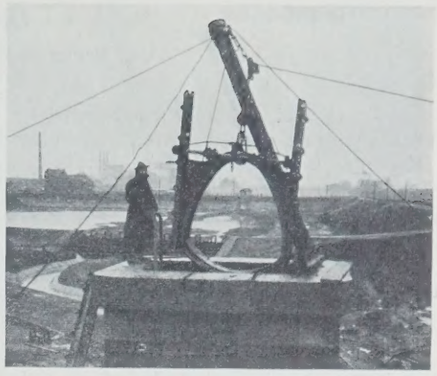


Abb. 8. Einbau des Schützrahmens, dahinter der Überlauf des Auflandebeckens mit Zulaufgraben zur Deichschleuse.

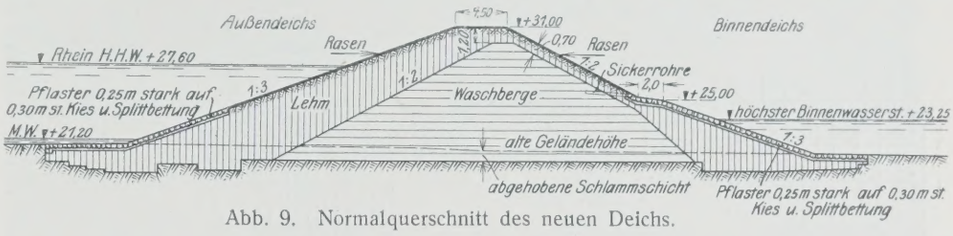


Abb. 9. Normalquerschnitt des neuen Deichs.

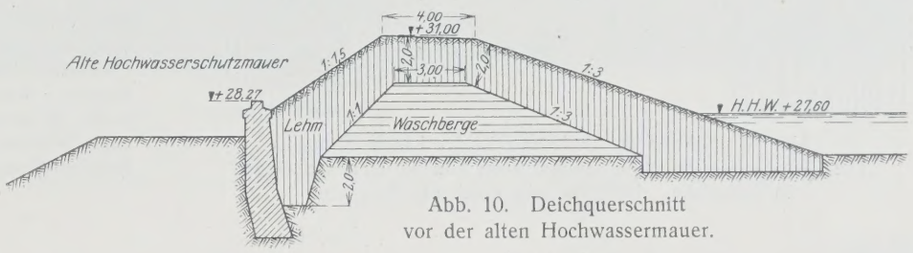


Abb. 10. Deichquerschnitt vor der alten Hochwassermauer.

Abb. 10 zeigt im Querschnitt die im Norden des neuen Querdeichs sich in westlicher Richtung anschließende Deichschüttung, die vor der alten, mehrfach geborstenen Hochwasserschutzmauer angeordnet wurde. Der Kern besteht auch hier aus Waschbergen, der von einer starken, ins Vorgelände einbindenden Dichtungslehmschicht umgeben ist.

Die für den Deichkern erforderlichen Waschberge wurden im Eisenbahnwagen unmittelbar vom Anfallort auf der Zeche auf dem alten Deich südlich der Deichschleife angestellt. Nach Herstellung einer Rampe mit Kleingerät wurde Vollspurgleis vorgestreckt, auf dem die Massen unmittelbar aus den Eisenbahnwagen profilmäßig eingebaut wurden. Durch Befahren mit den beladenen Zügen wurden die eingebauten Massen gut verdichtet. Der erforderliche Lehm wurde binnendeichs beim Freilegen von Grubenkieslagern durch Kranschaufler gewonnen und ebenfalls in Vollspurwagen zur Verwendungsstelle gefahren. Wo die Verdichtung nicht durch unmittelbares Befahren erreicht werden konnte, wurde sorgfältig mit schweren Stampfern gestampft. Da der Lehm stets naturfeucht auf dem kürzesten Wege an die Verwendungsstelle gebracht werden konnte und sofort eingebaut wurde, ist eine einwandfreie Dichtung gewährleistet. Bei feuchtem Wetter bereitete das Einbringen der Lehmdichtung die bekannten Schwierigkeiten. Aus dem Querschnitt Abb. 9 ist zu ersehen, daß der rheinseitige Fuß der Lehmdichtung tief in den Untergrund eingezahnt und durch Pflaster geschützt ist. Die Herstellung des Querdeichs erforderte insgesamt 45 000 m³ Waschberge und 32 000 m³ Lehmmassen. Die Höchstleistung im Einbau betrug 1500 m³/Tag, der Durchschnitt etwa 1000 m³/Tag.

Die Fortsetzung des Querdeichs nach Norden, ausgeführt durch die Gewerkschaft Friedrich Thyssen, erforderte rd. 23 000 m³ Lehm. Diese Massen wurden ebenfalls auf Vollspurwagen, jedoch von Norden her, herangebracht und eingebaut. Es konnten somit beide Deichstücke ohne gegenseitige Störung gleichzeitig fertiggestellt werden.

Im November 1926 stieg der Rhein bis zur Krone des Hilfsdeichs, der an der Kreuzung mit dem alten Emscherbett dem Druck infolge des schlechten Untergrundes nicht standhielt und auf dem schlüpfrigen Schlamm nach innen auswich. Die Deichlücke wurde nach Rückgang des Rheines durch eine Spundwand wieder geschlossen; gleichzeitig wurde an dieser Stelle für künftige Fälle ein Hochwasserüberlauf, geschützt durch Sandsäcke, geschaffen. Abb. 4 zeigt rechts den wiederhergestellten Hilfsdeich mit Überlauf, links den Querdeich in Schüttung und im Hintergrund das Schleusenbauwerk mit Wasserhaltung.

Der neue Querdeich hat einschließlich der Schleuse und Grunderwerb rd. 400 000 R.-M. gekostet, das nördlich anschließende Stück etwa 140 000 R.-M. Zu den Arbeiten wurden, soweit angängig, Erwerbslose der Stadt Hamborn verwendet. Während der guten Jahreszeit wurde in Doppelschichten gearbeitet; Gleisverlegungen oder sonstige den Fortgang der Deichschüttung störende Arbeiten wurden nachts oder Sonntags ausgeführt. Im Dezember 1926 war der Deich bis Ordinate + 28,00 fertiggestellt und damit die Hochwassergefahr gebannt. Abb. 11 zeigt den neuen Querdeich mit Schieberhäusern und Zulauf zur Deichschleuse.

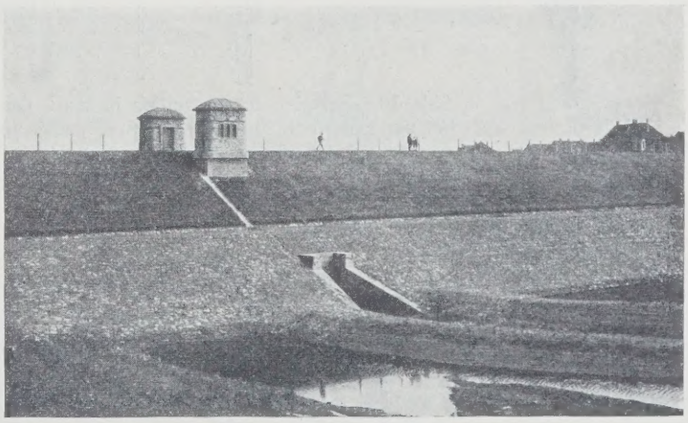


Abb. 11. Der neue Rheindeich mit Schieberhäusern und Binnenhaupt der Deichschleuse.

Gemäß Vereinbarungen zwischen den Unterhaltungspflichtigen und der Stadt Hamborn wird die neue aufgehöhte Deichlinie, mit Platanen bepflanzt und mit Bänken ausgestattet, der Öffentlichkeit als Promenade zur Verfügung gestellt. Der Zugang geschieht von der Hamborner Seite durch große Treppenanlagen. Von der Krone des neuen Deichs genießt man einen herrlichen Rundblick auf den Rheinstrom mit seinem regen Schiffsverkehr.

Alle Rechte vorbehalten.

Über Tiefsenkungen des Grundwasserspiegels.

Von Regierungsbaumeister a. D. **Willy Sichardt,** Oberingenieur der Siemens-Bauunion, Berlin.

(Fortsetzung aus Heft 47.)

Zu c) Bei Baugruben mit geneigter Grundfläche kann häufig auf den völligen Einbau mehrerer Staffeln verzichtet werden, indem die vor Kopf der I. Staffel erreichte Absenkung ausgenutzt wird, die Staffel II tiefer als die Staffel I einzubauen. Ebenso können weitere Staffeln jeweils tiefer eingebaut werden als die zuletzt in Betrieb genommene Brunnengruppe (Abb. 7). Eine Ergänzung dieser Längsstaffelung besteht darin, daß zwei benachbarte Staffeln gemeinsam von einer Pumpstelle aus betrieben werden, die mit der Saugleitung der tieferen Staffel unmittelbar und mit der Saugleitung der höheren Staffel durch eine Heberleitung verbunden ist.

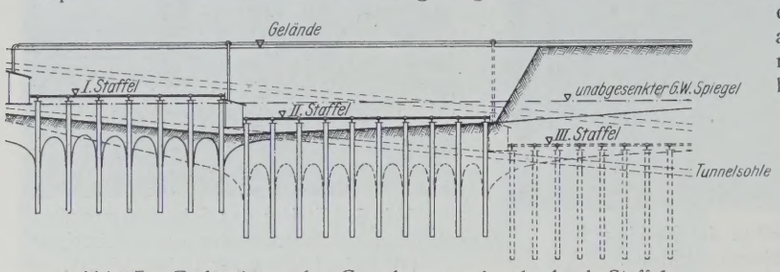


Abb. 7. Tiefsenkung des Grundwasserspiegels durch Staffelung in der Längsrichtung.

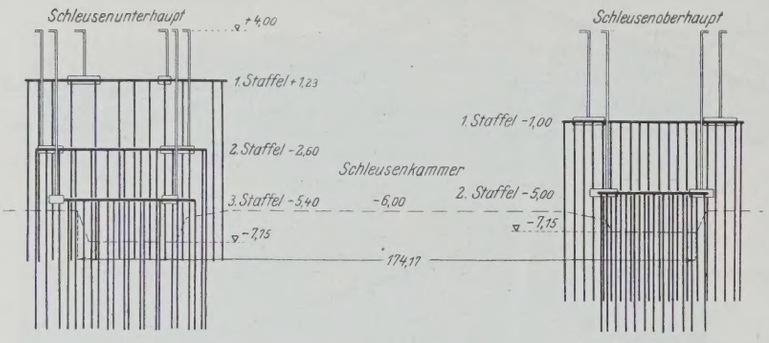


Abb. 8. Beispiel der Staffelung in der Längsrichtung: Die Grundwasserabsenkungsanlage beim Bau der neuen Schleuse in Södertälje. Längenschnitt durch die Baugrube.

Beispiel: Die Staffelung in der Längsrichtung fand in Södertälje

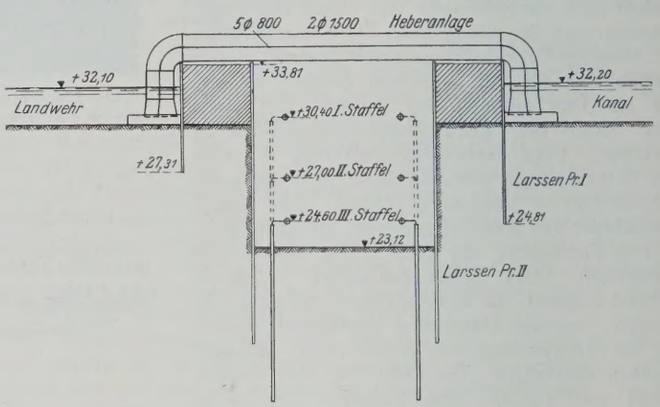


Abb. 12. Beispiel der Staffelsenkung in sich: Die Grundwasserabsenkung bei der Untertunnelung des Landwehrkanals an der Cottbusser Brücke in Berlin im Zuge der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln. Querschnitt durch die Baugrube. (Die Baugrube ist nach beiden Seiten gegen den Kanal durch Fangedämme abgeschlossen. Die erforderliche Vorflut wurde während der Bauausführungen durch die auf dem Bilde dargestellten Heberleitungen erreicht.)

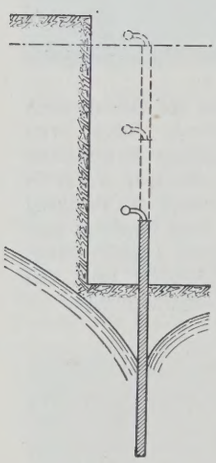


Abb. 9. Staffelung in sich.

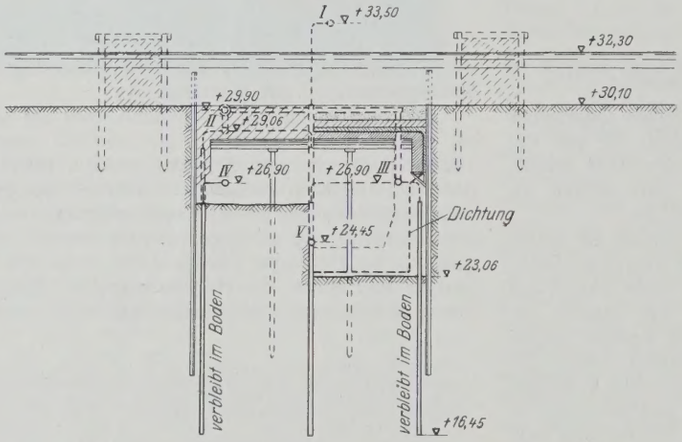


Abb. 10. Beispiel der Staffelung in sich: Die Grundwasserabsenkung bei der Untertunnelung des Landwehrkanals im Zuge der Nordsüdbahn in Berlin. Querschnitt durch die Baugrube.

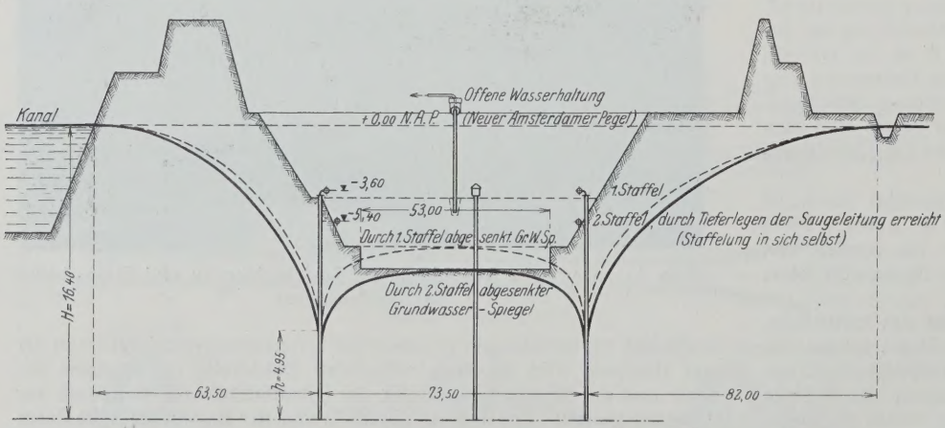


Abb. 11. Beispiel der Staffelung in sich: Die Grundwasserabsenkung beim Bau der 3. Schleuse in Wemeldimge. Querschnitt durch die Baugrube.

neben der unvollkommenen Ausbildung der Staffelringe Anwendung. Unter dem Schutze der I. Staffel des Unterhauptes wurde die I. Staffel des Oberhauptes schon 2,23 m unter der I. Staffel des Unterhauptes eingebaut. Beim Einbau der II. Staffel des Unterhauptes wurde wiederum die Wirkung der Staffel I des Oberhauptes mit ausgenutzt. Schließlich wurden die untersten Staffeln bei beiden Häuptern, die, wie unter a) erwähnt wurde, als Ringstaffeln ausgebildet wurden, gleichfalls unter Ausnutzung der bereits erzeugten Absenkung der Anlagen beider Häupter eingebaut. Es gelang so, bei dem Unterhaupt eine Absenkung von 12,5 m mit drei Staffeln und beim Oberhaupt eine solche von 11,9 m sogar lediglich mit zwei Stufen zu erreichen (vergl. Abb. 8).

Zu d) In Baugruben mit lotrechten Seitenwänden (Untergrundbahnen in Berlin) wurden zunächst alle Staffeln vollständig eingebaut. Hierbei störten nicht nur die verschiedenen Saugleitungen, Abflußleitungen und Pumpstellen die Bewegungsfreiheit, sondern diese ohnehin gegenüber geböschten Baugruben mehr ins Gewicht fallenden Erschwernisse wurden noch dadurch vergrößert, daß auch die Brunnen den freien Raum beengten. Durch die Staffelung in sich wird dieser Nachteil eingeschränkt und an Wasserhaltungsgerät gespart, und ferner wird der Umfang der Wasserhaltungsarbeiten kleiner. Die Staffelung in sich ist dadurch gekennzeichnet, daß die Brunnen gleich bis zu der für die unterste Staffel nötigen Tiefe gebohrt und eingebaut werden. Durch allmähliches Tieferlegen der Saugeleitung und der Pumpstellen um die Staffelunterschiede bei entsprechender Verkürzung der Brunnen durch Abschrauben der besonders angeordneten Aufsatzrohre wird die Tiefsenkung erreicht (Abb. 9).

Beispiel: Die Staffelung in sich wurde unter anderem angewandt bei der Untertunnelung des Landwehrkanals beim Bau der Nordsüdbahn in Berlin (Abb. 10), ferner bei dem Bau der III. Schleuse in Wemeldinge (Abb. 11) und bei der Landwehrkanal-

unterfahrung an der Cottbusser Brücke in Berlin (Abb. 12 u. 13).

Die Abbildungen lassen erkennen, daß durch die mehrmalige Verwendung ein und derselben Brunnen an Gesamtbohrlänge gespart wurde. Die Staffelung in sich erfordert eine besonders sorgfältige Montage und zuverlässiges Personal, damit beim Umkoppeln der Brunnen von einer zur andern Staffel ein Abreißen der Wassersäule und damit eine Betriebsunterbrechung vermieden wird.

Durch die vorbesprochenen Maßnahmen läßt sich der Gerätebedarf einschränken. Ersparnisse an Gerät lassen sich außerdem bei vollkommenem Ausbau jeder Staffel dadurch erzielen, daß das Gerät der oberen Staffeln zum Teil bei den tieferen Staffeln wieder verwandt wird. Bei den zu leistenden Montagearbeiten und Bohrarbeiten treten hierdurch keine Ersparnisse ein. Als Vorteil aller nur teilweise ausgebauten Staffelanlagen ist noch die gegenüber dem vollkommenen Ausbau geringere Platzbeanspruchung zu nennen. Bei der Staffelung in sich werden zwar die Bohrarbeiten geringer, jedoch werden alle Ersparnisse bei dieser Ausführung durch eine Verminderung der Betriebssicherheit erkauft, da der Schutz seitens der höher gelegenen Staffeln fortfällt. Bei den unter a) bis c) genannten Ausführungsarten der Staffelung läßt sich eine Sicherung durch eine höhere Staffel wenigstens zum Teil erreichen, immerhin ist die Betriebssicherheit gegenüber dem vollkommenen Ausbau herabgemindert.

Allen Ausführungsarten der Staffelsenkung gemeinsam bleibt stets der Nachteil, daß umfangreiche Maschinenbereitschaften vorgesehen werden müssen, da bei Maschinenstörungen sämtliche zu einer Brunnengruppe gehörigen Brunnen in Mitleidenschaft gezogen werden. Es ist daher nötig, eine 30- bis 50prozentige Maschinenreserve vorzusehen.

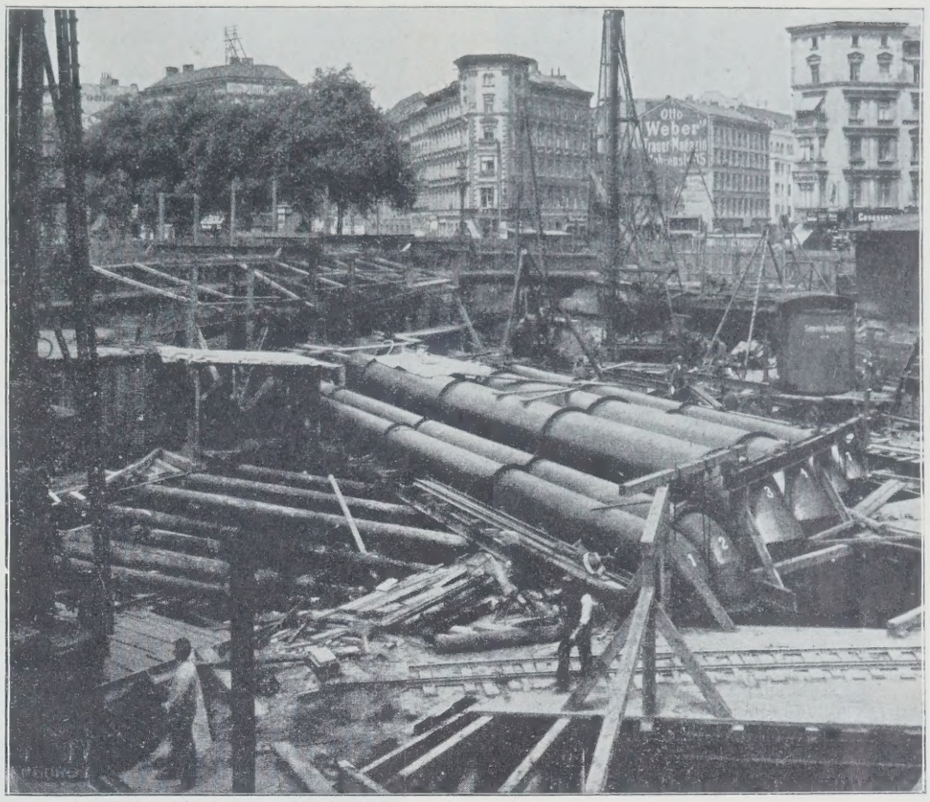
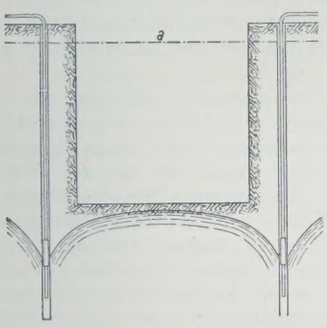


Abb. 13. Die Grundwasserabsenkung bei Untertunnelung des Landwehrkanals an der Cottbusser Brücke in Berlin im Zuge der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln: Blick auf die Baustelle während der Grundwasserabsenkung. Die mit 1 bis 6 bezeichneten Rohrleitungen stellen die Heberleitungen dar, die während der Bauausführung für die erforderliche Vorflut sorgen.

C. Anwendung von Tiefbrunnen.[5])

Die Nachteile des Staffelsystems treten besonders bei tiefen Absenkungen für enge Baugruben in Erscheinung, wo ohnehin der für den Baubetrieb nötige Raum durch die Baugrubenaussteifung eingeengt wird. Bei dem Bau der Berliner Untergrundbahnen war mit solchen Verhältnissen im Verlaufe des stetigen Ausbaues des unterirdischen Bahnnetzes in immer steigendem Maße zu rechnen, so daß es erklärlich ist, wenn bei diesen Bauten die ersten Versuche unternommen wurden, das Grundwasserabsenkungsverfahren so zu verbessern, daß die erforderlichen Tiefsenkungen unter Vermeidung der störenden Umbauten und der bis zur Erreichung des Absenkungszieles ohne Unterbrechung dauernden Montagearbeiten bei möglichster Freihaltung der Baugrube von allen Wasserhaltungseinrichtungen erzielt werden können.



a = ungesenkter Grundwasserspiegel.

Abb. 14. Schematische Darstellung der Trockenlegung einer Baugrube mit Hilfe von Tiefbrunnen. (Tiefbrunnensenkung.)

Als aussichtsreiches Mittel, die Staffelsenkung zu vermeiden, wurde schon vor etwa 20 Jahren die Verwendung von Tiefbrunnen erkannt (Abb. 14).

Wird eine Brunnengruppe von einer gemeinsamen Pumpe betrieben, so geschieht die Hebung des Wassers bis zur Pumpenachse durch Saugen. Das hierzu nötige Vakuum beträgt höchstens 80 bis 85%. Im praktischen Betriebe wird mit durchschnittlich 70% Vakuum gerechnet. Die Absenkung im Brunnen, gerechnet von der Pumpenachse, beträgt entsprechend im Mittel 7 m. Unter Berücksichtigung des Filterwiderstandes, der sich auf 0,5 bis 3 m belaufen kann, darf auf eine Absenkung am Außenmantel des Brunnens von 6,5 bis 4 m gerechnet werden. Außerhalb der örtlichen Absenkungstrichter, die sich um jeden Brunnen herum ausbilden, ist die Absenkung erfahrungsgemäß um 0,5 bis 1,5 m geringer.

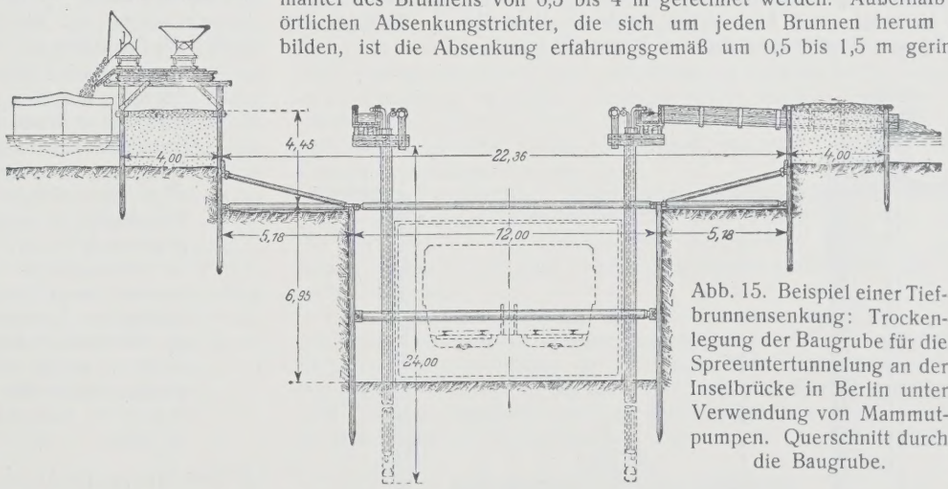


Abb. 15. Beispiel einer Tiefbrunnensenkung: Trockenlegung der Baugrube für die Spreeuntertunnelung an der Inselbrücke in Berlin unter Verwendung von Mammutpumpen. Querschnitt durch die Baugrube.

Sollen die gestaffelten Brunnengruppen durch Tiefbrunnen ersetzt werden, so ist die Vorbedingung für eine solche Maßnahme, daß geeignete Pumpen zur Verfügung stehen, die imstande sind, den Wasserandrang eines jeden Brunnens auch bei Brunnenförderhöhen, die größer als die manometrische Saughöhe sind, die die gewöhnliche Kreiselpumpe überwinden kann, zu bewältigen. Die Anwendung von Tiefbrunnen hängt demnach wesentlich von der Konstruktion geeigneter Tiefbrunnenpumpen ab.

a) Die Mammutpumpenanlage bei dem Spreetunnel an der Inselbrücke in Berlin.

Die Versuche, Tiefbrunnen an Stelle der üblichen Brunnenstaffeln zur Erzielung größerer Absenkungstiefen zu verwenden und die Staffelsenkung durch die Tiefbrunnensenkung zu ersetzen, begannen vor rd. 20 Jahren. Damals bearbeitete die Siemens & Halske A.-G., Elektrische

[5]) Vergl. a. W. Sichardt, Die Anwendung von Tiefbrunnenpumpen zur Trockenlegung von Baugruben. Siemens-Zeitschrift, April 1927.

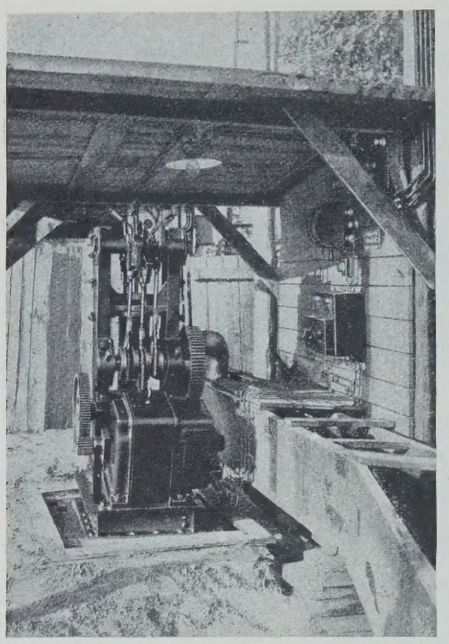


Abb. 16. Grundwasserabsenkung beim Bau der Schöneberger Untergrundbahn. Die Dreikolbenpumpe der Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H.

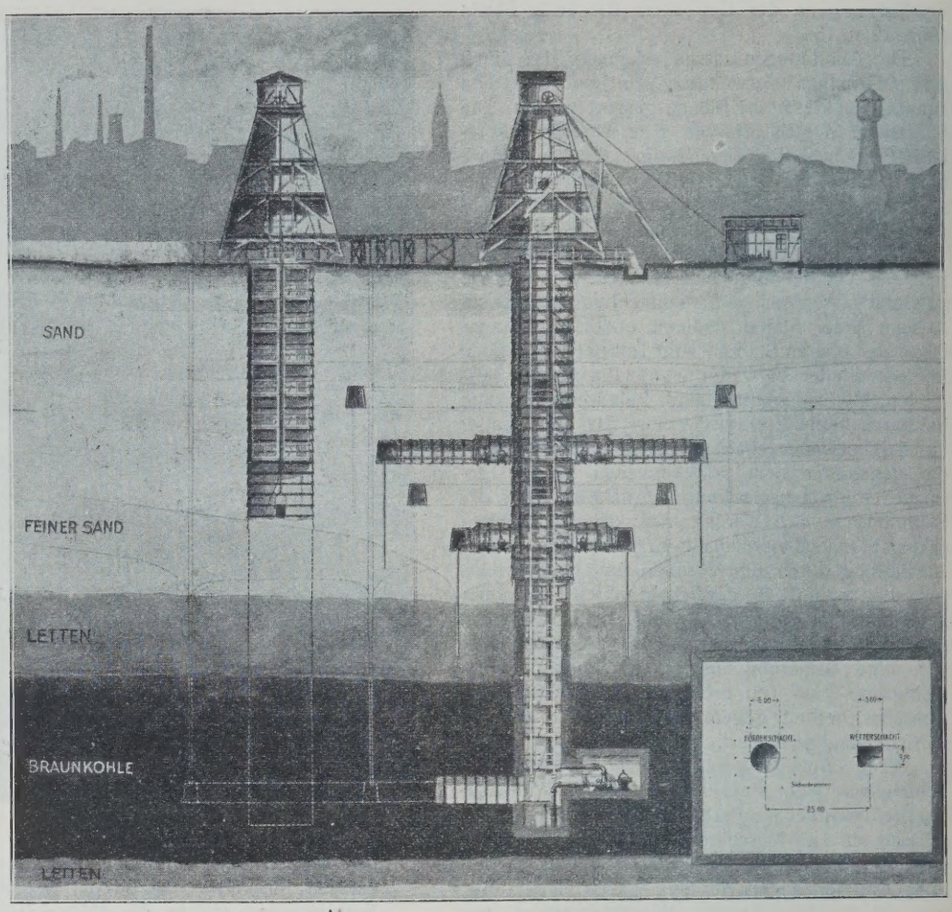
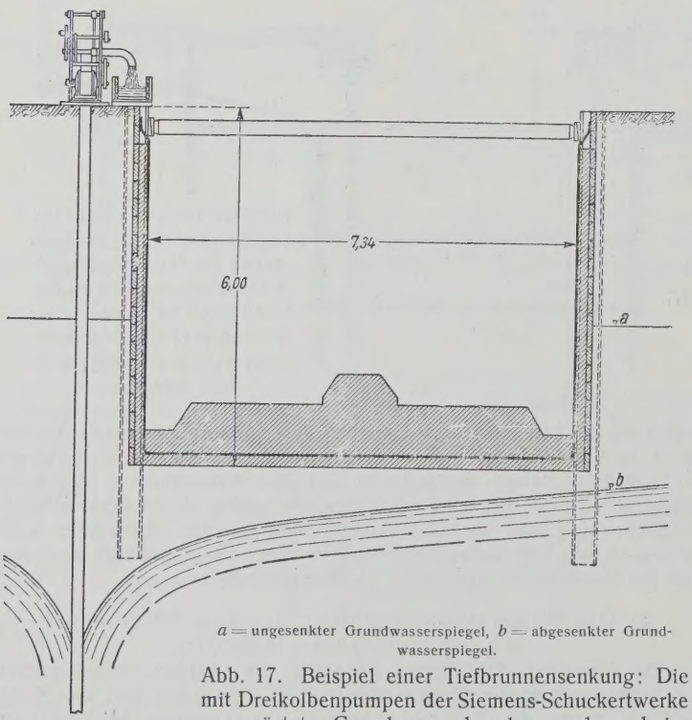


Abb. 18. Grundwasserabsenkungsverfahren der Siemens-Bauunion G. m. b. H. K.-G. zur Abteufung von Schächten, angewandt bei den Schachtbauten der Matador-Bergbau-Ges. m. b. H. in Senftenberg, N.-L. Schematische Darstellung des Absenkungsverfahrens.

Bahnabteilung, in deren Hand die Bauleitung der Stammstrecken des Berliner Hoch- und Untergrundbahnnetzes lag, die Pläne für die Untertunnelung der Spree an der Inselbrücke. Unter verschiedenen Vergleichsentwürfen für die Ausführung der Untertunnelung wurde auch ein Entwurf aufgestellt, der eine Ausführung in offener Baugrube innerhalb von Fangedämmen und unter Trockenlegung des Untergrundes mit Hilfe mit Mammutpumpen ausgerüsteter Tiefbrunnen vorsah. Dieser Plan wurde für die Ausführung zugrunde gelegt, die unter Leitung der Siemens & Halske A.-G. durch die Gesellschaft für den Bau von Untergrundbahnen stattfand. Die mit dieser Tiefbrunnenanlage erreichte Absenkung betrug rd. 10 m unter dem Spreespiegel. Abb. 15 zeigt einen Querschnitt durch die Baugrube, in welchem die Grundwasserabsenkungseinrichtung dargestellt ist.



a = ungesenkter Grundwasserspiegel, *b* = abgesenkter Grundwasserspiegel.

Abb. 17. Beispiel einer Tiefbrunnensenkung: Die mit Dreikolbenpumpen der Siemens-Schuckertwerke ausgerüstete Grundwasserabsenkungsanlage beim Bau der Schöneberger Untergrundbahn. Querschnitt durch die Baugrube.

Eine völlige Freihaltung der Baugrube von der Wasserhaltungsanlage wurde noch nicht erzielt. Ein Fortschritt gegenüber der gewöhnlichen Staffelsenkung ist indessen unverkennbar, da nur die Brunnen die Bewegungsfreiheit in der Baugrube einschränken. Ferner waren nach Inbetriebnahme der Absenkungsanlage keine weiteren Montagearbeiten nötig. Als Nachteile des Mammutpumpenbetriebes sind zu nennen:

1. die bei dieser Pumpenkonstruktion erforderliche übermäßig große Bohrtiefe der Brunnen;
2. der geringe Wirkungsgrad der Mammutpumpe, der gegenüber einer Staffelsenkungsanlage mit Kreiselpumpenbetrieb eine beträchtliche Steigerung der Betriebskosten bedingte. Diese Kosten spielen bei allen Tiefsenkungen ähnlicher Art wegen des mit der Tiefe der Absenkung in starkem Maße zunehmenden Wasserandranges bei gleichzeitig wachsender Förderhöhe eine ausschlaggebende Rolle. In wirtschaftlicher Hinsicht brachten deshalb die mit Mammutpumpen ausgerüsteten Tiefbrunnen keinen Fortschritt. Dagegen brachte die Tiefbrunnenanlage an der Inselbrücke den Beweis, daß der Tiefbrunnensenkung der Staffelsenkung gegenüber der Vorrang gebührt, sofern übermäßige Brunnenlängen vermieden werden können, und wenn es möglich ist, das den Brunnen zuströmende Wasser in technisch vollkommener und in wirtschaftlicher Weise zu heben.

b) Mit Dreikolbenpumpen der Siemens-Schuckertwerke ausgerüstete Tiefbrunnenanlage beim Bau der Schöneberger Untergrundbahn.

Eine weitere Anwendung von Tiefbrunnen wurde durch die Elektrische Bahnabteilung der Siemens & Halske A.-G. beim Bau der Schöneberger Untergrundbahn unternommen. Die Wasserförderung aus den Tiefbrunnen geschah hier mit Hilfe der Dreikolbenpumpe der Siemens-Schuckertwerke (Abb. 16). Insgesamt wurden 56 Brunnen mit solchen Pumpen ausgerüstet. Auch hier zeigte die Tiefbrunnensenkung gegenüber der gewöhnlichen Absenkungsanlage mit Kreiselpumpenbetrieb gewisse Vorteile, die insbesondere darin bestanden, daß an der Versuchsstrecke die Baugrube in keiner Weise durch Wasserhaltungseinrichtungen eingeengt war (Abb. 17). Im Vergleich mit der Tiefbrunnenanlage an der Inselbrücke konnte die Bohrtiefe der Brunnen, die bei der Schöneberger Ausführung lediglich nach hydrologischen Gesichtspunkten zu bestimmen war, wesentlich

eingeschränkt werden. Infolge des günstigen Wirkungsgrades der Dreikolbenpumpe hielt sich ferner der Energieverbrauch in den üblichen Grenzen. Der Hauptnachteil war die Betriebsunsicherheit, mit der die Dreikolbenpumpe wegen ihrer verwickelten Bauart behaftet war. Zahlreiche Auswechselungen beschädigter Teile und ständige Instandsetzungsarbeiten erhöhten die Betriebskosten, so daß kein wirtschaftlicher Vorteil gegenüber der Staffelanlage erzielt werden konnte.

III. Neuere Wege zur Erzielung von Tiefsenkungen.

Im Anschluß an die beiden vorerwähnten erstmaligen Anwendungen von Tiefbrunnen im Baubetriebe haben die Bahnabteilung der Siemens & Halske A.-G. und die aus ihr hervorgegangene Siemens-Bauunion G. m. b. H. Kommanditgesellschaft der Frage der Tiefbrunnensenkung ihre besondere Aufmerksamkeit gewidmet und zahlreiche Versuche, die sich vornehmlich auf die Lösung der Tiefbrunnenpumpenfrage richteten, unternommen.

Bevor noch diese weiter unten (III c) ausführlicher behandelten Arbeiten zum Abschluß gekommen waren, hatte die Siemens-Bauunion Gelegenheit, Tiefsenkungen des Grundwasserspiegels durchzuführen, bei denen die übliche Staffelsenkung in offener Baugrube nicht ohne weiteres anwendbar war. Durch besondere Maßnahmen war es möglich, trotz der Schwierigkeiten, die sich der Anwendung einer Absenkungsanlage in üblicher Ausführung entgegenstellten, das Absenkungsziel zu erreichen. Die gewählten Ausführungen, bei denen neue Wege beschritten wurden, werden nachfolgend an zwei Beispielen erläutert.

a) Die Grundwasserabsenkung bei der Abteufung zweier Braunkohlenschächte in der Niederlausitz.

Die „Matador" Bergbaugesellschaft m. b. H., Senftenberg, hat als erste unter den Niederlausitzer Gruben das Wagnis unternommen, das sogenannte zweite Braunkohlenflöz, das im Bereiche des Breslau-Magdeburger Urstromtales von diluvialen Sanden und Kiesen und darunter von tertiären Sand- und Lettenschichten überlagert ist, im Tiefbau aufzuschließen. Nach ihrem Plan waren zwei Schächte von je 55 m Tiefe nahe der bestehenden Brikettfabrik abzuteufen, wobei schwimmendes Gebirge in einer Mächtigkeit von 18 bis 20 m zu durchteufen war. Durch eine von der Siemens-Bauunion durchgeführte Probeabsenkung wurden die hydrologischen und geologischen Verhältnisse des Deckgebirges an den gewählten Schachtpunkten geklärt. Auf Grund des günstigen Ergebnisses der Probeabsenkung entschied sich die genannte Bergbaugesellschaft, beide Schächte unter Grundwasserabsenkung nach den Vorschlägen der Siemens-Bauunion abzuteufen.

Das neue Verfahren geht von dem Grundgedanken aus, das Gebirge um den Schacht herum vollständig trockenzulegen und dadurch alle Schwierigkeiten beim Teufen, insbesondere die Gefahr von Wassereinbrüchen zu vermeiden, und gefährliche Bodenbewegungen, wie sie bei dem vielfach angewendeten offenen Sümpfen auf der Schachtsohle vorkommen, das sich hier übrigens schon mit Rücksicht auf die Nähe der vorhandenen Gebäude und Schornsteine verbot, zu verhindern. Die Grundwasserspiegelsenkung war dadurch erschwert, daß die Anordnung von Brunnen innerhalb des Schachtquerschnittes keine Aussicht auf eine genügende Spiegelsenkung bot. Es war daher notwendig, die Brunnen außerhalb des Schachtquerschnittes anzuordnen. Die übliche Staffelsenkung in offener Baugrube schied vollkommen aus, weil der gewöhnliche Grundwasserspiegel erst in 14 m Tiefe angetroffen wurde, so daß der Aushub einer offenen Baugrube die Herstellung eines gewaltigen Trichters nötig gemacht hätte, die einmal aus wirtschaftlichen Gründen und ferner mit Rücksicht auf die benachbarten Gebäude nicht in Frage kam. Konnte somit schon für den Einbau der ersten Staffel eine offene Baugrube nicht in Frage kommen, so verbot sich eine solche noch mehr, weil die Mächtigkeit der grundwasserführenden Bodenschichten, wie bereits erwähnt, 18 bis 20 m betrug. Die vier für die Absenkung nötigen Staffeln wurden daher für den Schacht I, der zuerst in Angriff genommen wurde, nach dem Verfahren der Siemens-Bauunion[6]) so eingebaut, daß die Brunnen vom Gelände aus gebohrt und gesetzt wurden, die erforderlichen Saugleitungen der vier Staffeln in besonderen, vom Schacht aus vorgetriebenen Stollen (Abb. 19) verlegt wurden, während zur Unterbringung der Pumpensätze besondere Pumpenräume in der Nähe der Schachtwandungen ausgebaut wurden. Die Druckleitungen wurden innerhalb der Schachtscheibe zutage geführt.

Mit dieser Anlage gelang es, den Grundwasserspiegel bei Schacht I um 16 m abzusenken. In diesem Ausmaße konnte der Schacht im völlig trockengelegten Sande in Bolzenschrotzimmerung von Hand geteuft werden. Der wasserdichte Anschluß des Schachtes an die über der Braunkohle liegende Lettenschicht wurde durch eine kurze eiserne Spundwand erreicht.

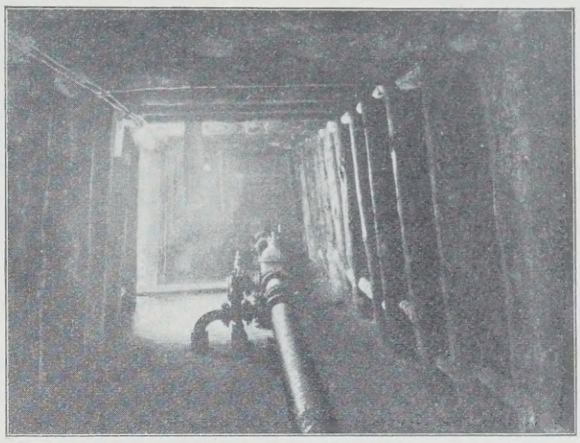


Abb. 19. Grundwasserabsenkungsverfahren der Siemens-Bauunion G. m. b. H., K.-G. zur Abteufung von Schächten, angewandt bei den Schachtbauten der Matador-Bergbau-Ges. m. b. H. in Senftenberg N. L. Verlegung der Staffelleitung in bergmännisch vorgetriebene Stollen.

Neben dem Vorzug der Kostenersparnis, der mit dem Teufen von Hand im trockengelegten Gebirge verbunden ist, machte sich noch die Tatsache, daß die Auswirkung der für den Schacht I eingebauten Absenkungsanlage sich auch auf den in einer Entfernung von 20 m anzulegenden Schacht II erstreckte, für die Arbeiten an diesem Schacht in einer Herabsetzung der Kosten bemerkbar. Schacht II konnte nämlich unter Ausnutzung dieses Vorteils ohne besondere Wasserhaltungsmaßnahmen bis auf eine Tiefe von rd. 10 m unter dem ursprünglichen Grundwasserspiegel im Trockenen geteuft werden. Bei der weiteren Absenkung des Grundwasserspiegels wurde so vorgegangen, daß das anfallende Wasser mit Hilfe von Sickerbrunnen einer von Schacht I aus vorgetriebenen Wasserstrecke zugeführt wurde, von wo aus die Hebung der Wassermengen durch besonders aufgestellte Pumpen durch Schacht I geschah. Der Anschluß des Schachtes II an die Lettenschicht über der Kohle wurde ebenfalls durch eine eiserne Spundwand erreicht. Abb. 18 stellt die Grundwasserabsenkungsanlage dar.

Schacht I wurde zuerst ausgemauert; sodann konnte die Staffelanlage unter gleichzeitigem Wiederanstieg des Grundwassers ausgebaut werden. Die Fertigstellung und Ausmauerung des zweiten Schachtes geschah sodann lediglich unter dem Schutze der Sickerbrunnenanlage, die hierfür völlig ausreichte.

Die Staffelsenkungsanlage der bei Schacht I angewandten Sonderausführung hat sich gut bewährt, namentlich bewies sie mehrfach bei kleineren Wassereinbrüchen auf der Sohle ihre Betriebssicherheit. Auf der anderen Seite zeigte sich auch hier, daß eine Tiefbrunnenanlage (als solche ist die Sickerbrunnenanlage anzusprechen) die recht ansehnliche Absenkung von rd. 16 m erreichen kann. (Schluß folgt.)

[6]) Im In- und Auslande zum Patent angemeldet.

Alle Rechte vorbehalten.

Amerikanische „Raupen"-Löffel- und -Grabenbagger.[1])

Von Geheimrat **M. Buhle** und Dr.-Ing. **W. Franke** in Dresden.

In den Vereinigten Staaten beschränkt sich die Anwendung der Raupen im wesentlichen auf die Löffel- und Grabenbagger, etliche „Traktoren"bauarten, fahrbare Becherwerke und Straßenbaumaschinen. Die in Deutschland so verbreiteten Eimerkettenbagger (Bauart Buckau, Krupp, Lübeck, Weserhütte A.-G. usw.) kennt man in den Vereinigten Staaten als Trockenbagger fast gar nicht. Das liegt zum Teil daran, daß die Bodenverhältnisse im amerikanischen Kohlentagebau andere sind als bei

[1]) Über die Studienreisen von Prof. M. Buhle vergl. u. a. in der Z. d. V. d. I. 1899, S. 270 u. S. 1245 ff. (1. Reise 1898), sowie in Glasers Annalen 1925, II, S. 105 ff. und „Die Bautechnik" 1925, S. 444 ff. (2. Reise 1924); von Dr.-Ing. W. Franke u. a. in „Werft-Reederei-Hafen" 1927, S. 356 ff. (Reise 1926/27) „Bemerkenswertes aus dem Hafenumschlagswesen der Vereinigten Staaten". Im einzelnen hat sich der erstgenannte Verfasser über Bagger geäußert: in der Z. d. V. d. I. 1900, S. 512; Stahl und Eisen 1906, S. 791; Deutsche Bauzeitung 1906, S. 285; Glückauf 1907, S. 1074 u. 1363; „Die Bautechnik" 1923, S. 3 u. 185, ebenda 1927, S. 225 ff. Über Raupenschlepper vergl. ebenda 1923, S. 408 (s. a. Hütte, 25. Aufl., II. Bd., S. 781 ff.; Glasers Ann. 1925, II, S. 147). Im Jahre 1906 hat Prof. Buhle auch seinen damaligen ersten Assistenten, Dipl.-Ing. R. Richter, veranlaßt, über Bagger usw. zu berichten in der Z. d. V. d. I. 1907 bis 1911 (vergl. Dinglers Pol. Journal 1909, S. 86 ff.). — Dr.-Ing. Franke Z. d. V. d. I. 1927, S. 1137 ff. und Der Bauingenieur 1927, S. 597 ff.

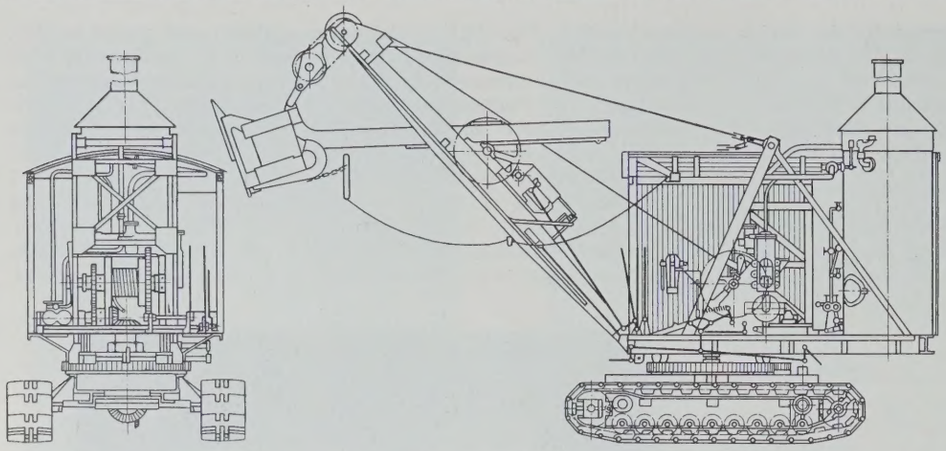
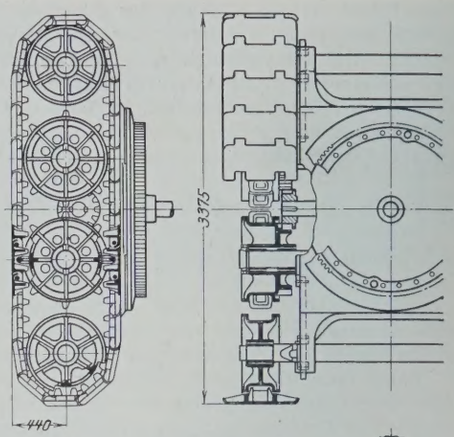
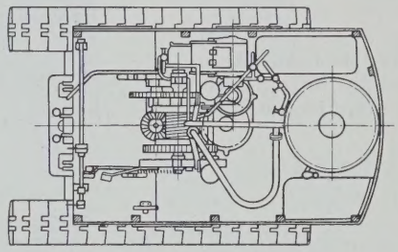


Abb. 1.
Marion-Löffelbagger (Schaufelinhalt ≈ 0,6 m³).





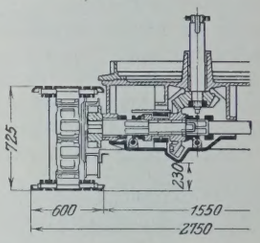


Abb. 2. Raupen mit Zentralantrieb und großen Druckrollen (Thew).

uns (z. B. in Mitteldeutschland), wo die Verwendung der Eimerkettenbagger zweckmäßig ist. Das Deckgebirge in den Kohlengebieten Pennsylvaniens usw. ist durchgängig felsig; dieses kann nur durch große Löffelbagger (s. unter Abb. 9) abgetragen werden, und zwar erst, nachdem Sprengungen zur Auflockerung vorausgegangen sind. Daher hat sich der Eimerkettenbagger in den Vereinigten Staaten nur in Form kleiner und mittlerer Grabenbagger erhalten können. Dort aber hat er infolge seiner leichten und praktischen Bauart weite Verbreitung gefunden.

Die folgenden Ausführungen befassen sich fast ausschließlich mit den amerikanischen Raupen-Löffelbaggern und deren neuesten Anwendungen, sodann mit den Grabenbaggern.

I. Löffelbagger.

Die auf Raupen fahrbaren Löffelbagger (Abb. 1) sind in den U. S. A. viel mehr verbreitet als in Europa; es gibt etwa 30 zum Teil recht bedeutende Firmen, die die Herstellung dieser Baggerart als „Spezialität" betreiben und größtenteils von Dr. Franke besichtigt worden sind. Die Erie Steamshovel Co. in Erie (Penn.) hat die Anfertigung von drei Löffelbaggertypen auf Serienbau zugeschnitten und liefert monatlich im Durchschnitt 60 bis 80 Stück. Die ältesten und bedeutendsten Sonderfirmen für Löffelbagger sind Bucyrus (Milwaukee) und Marion (Marion-Ohio), die je über 2000 Arbeiter und Angestellte beschäftigen und die größten bisher gebauten Löffelbagger (6 m³ Schaufelinhalt) ausgeführt haben.[2]) Weitere namhafte Fabriken sind: Thew in Lorain (Ohio), Osgood in Marion (Ohio), Northwest in Green Bay (Michigan). Eine andere Gruppe von Firmen, wie z. B. Insley in Indianapolis (Indiana), Byers in Ravenna (Ohio), Harnischfeger in Milwaukee, Brown-Hoisting sowie Mc Myler in Cleveland (Ohio) usw. hat sich auf die Anfertigung von nur kleineren Typen (etwa bis 1 m³) beschränkt und baut diese Maschinen für Straßenbauzwecke mit einer neuen Reihe von Sonderausrüstungen (s. unten). Da derartige Löffelbagger eine außergewöhnliche Verwendungsmöglichkeit besitzen und auch als Krane (mit Haken, Magnet oder Greifer leicht umstellbar sind, so ist es erklärlich, daß eine Anzahl bekannter amerikanischer Kranfirmen wie Brown-Hoisting, Mc Myler, Harnischfeger usw. die Anfertigung von Raupenbaggern aufgenommen hat. Es handelt sich hier um einen Übergang zu den Kranen; man könnte diese Maschinen auch als: „Raupenkrane" bezeichnen.[3])

Die Raupenbauarten dieser Bagger weichen nicht unwesentlich voneinander ab, und für „Raupenband" findet man die folgenden Wörter: Caterpillar, Corduroy, Crawler, Multiplane, Creeper-truck, Tread-truck usw. — Diese Bezeichnungen sind einzelnen Firmen geschützt, während die eigentliche und beste Bezeichnung der Raupe, nämlich: „Caterpillar" nur von zwei oder drei Werken, wie z. B. Bucyrus (Milwaukee) und Link-Belt (Chicago und Indianapolis) angewandt wird.

Ein augenfälliger Unterschied besteht zunächst in der Anordnung und im Durchmesser der Tragrollen. Während einige Fabrikanten den großen Rollen (Abb. 2) den Vorzug geben, wählen die meisten Fabriken als Tragmittel für das Raupenband kleine Rollen (Abb. 3). Obgleich sich beide Bauarten im praktischen Betriebe bewährt haben, werden heute im allgemeinen die kleinen Rollen bevorzugt. Die großen Rollen lassen sich beim Einsinken des Baggers in nachgiebigem oder schlammigem Gelände besser schmieren und sauber halten; anderseits verhindert bei kleinen Rollen der meist vorgesehene hohe, außenliegende Verlagerungsbalken (Abb. 4) das Eindringen größerer Erd- und Gesteinsbrocken in das Raupenband. Koehring in Milwaukee führt auch kleine Tragrollen, diese aber in seitlicher Richtung beweglich, aus.

Von der federnden Verlagerung der Druckrollen ist man bei den Löffelbaggern fast allgemein abgekommen, obwohl sie beim Überfahren von schmalen Hindernissen (wie z. B. Schienen) gewisse Vorteile bietet. Nur die Orton-Werke in Chicago bauen noch paarweise federnd ausbalanzierte Druckrollen (Abb. 4). Die Instandhaltung der Gelenke und Federn ist bei dem angestrengten Betriebe zu umständlich, da dauernd mit dem Verschmutzen dieser mechanischen Teile gerechnet werden muß.

[2]) Vergl. hierzu Abb. 11 (Löffelbagger von Menck & Hambrock, Altona-Elbe, mit 6,5 m³ Löffelinhalt).

[3]) So nennt z. B. auch die Demag die Löffelbagger der Demag-Carlshütte: „Kranschaufler", und Menck & Hambrock haben für große Rammen die Bezeichnung „Kranhammer" verwendet.

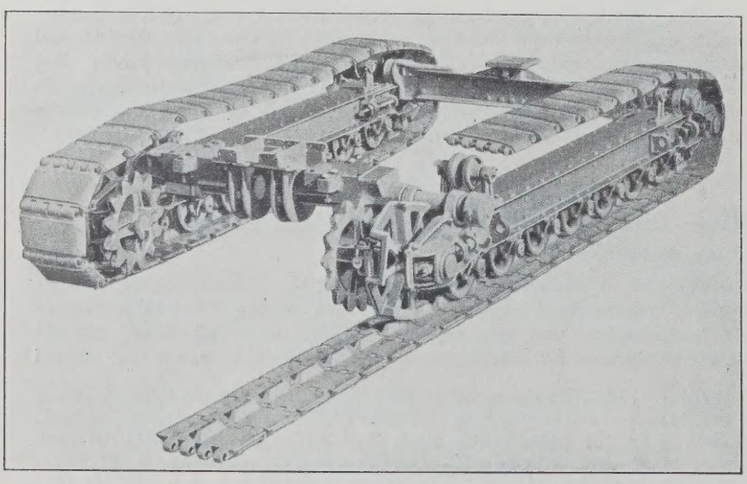


Abb. 3. Raupen mit kleinen Druckrollen und Gliedern mit Schleißblechen (Koehring, Milwaukee).

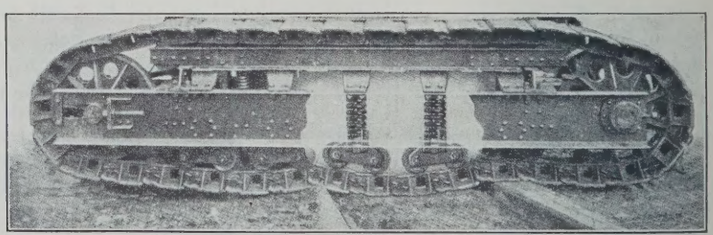


Abb. 4. Raupe mit paarweise federnd ausgeglichenen kleinen Druckrollen (Orton, Chicago).

In der Formgebung der Kettenglieder lassen sich starke Abweichungen feststellen, und durch Querrippen wird die Gesamtfestigkeit wirksam erhöht.

Besonderen Wert legen einzelne Fabriken (wie z. B. Bucyrus) darauf, daß im Bewegungszustande der Raupe die benachbarten Glieder so dicht aneinander abwälzen, daß keine Steine u. dergl. sich in die zwischen den Gliedern entstehenden Lücken festklemmen können. Andere Firmen erreichen eine Selbstreinigung des Raupenbandes während der Fahrbewegung durch besondere Formgebung der Tragrollen, so daß vom oberen Bande herabfallende Erdbrocken nicht in die zum Eingriffe gelangenden unteren Raupenglieder fallen können, sondern seitlich abgewiesen werden.

Da im allgemeinen bei den kleinen Löffelbaggern eine häufige Fahrbewegung und damit eine starke Beanspruchung der Raupenglieder stattfindet, hat man als Werkstoff für die Glieder die besten und höchstwertigen Stahlgußsorten gewählt. Einzelne Werkleiter unterwerfen die Glieder noch einer (zusätzlichen) Hitzebehandlung (sogen. „Heat-Treatment), um

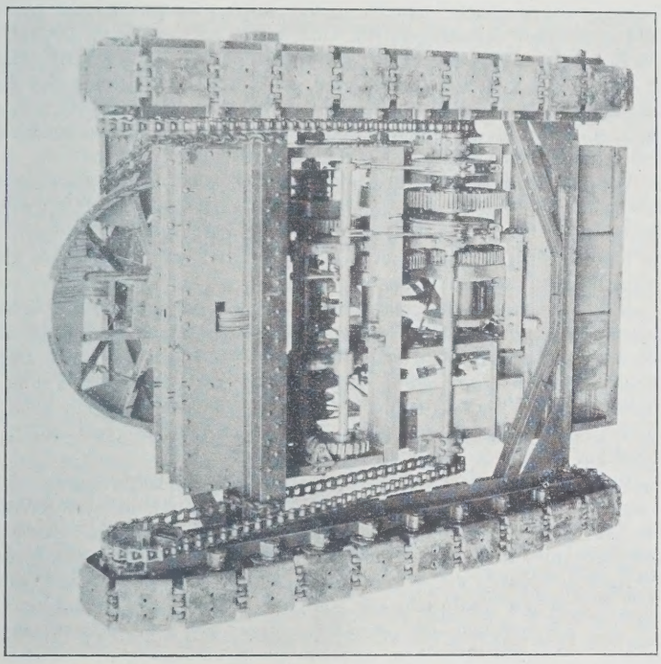


Abb. 5. Byers' Raupen mit beiderseitigem Kettenantrieb.

eine höhere Zähigkeit des Werkstoffes zu erzielen. Mehrere amerikanische Konstrukteure wählen auch Nickelstahl oder Chromstahl, besonders für Bagger, die in Steinbrüchen oder vorzugsweise auf felsigem Boden arbeiten. Die American Manganese Steel Co. (kurz „Amsco") stellt als „Spezialität" für einzelne Bezieher Raupenglieder aus Manganstahl her. Die von Koehring sowohl für Löffelbagger, als auch für Straßenbaumaschinen auf den Markt gebrachten Raupen sind dadurch bemerkenswert, daß auf den Stahlgußraupen noch „Schleißbleche" aufgenietet sind, die nach starker Abnutzung in kurzer Zeit ausgewechselt werden können, ohne daß das Glied als Ganzes erneuert zu werden braucht (Abb. 3).

Die Raupenglieder werden zur Aufnahme der Gelenkbolzen zum Teil mit gehärteten Stahlbüchsen versehen, um die Abnutzung auf die weicheren Bolzen zu übertragen. In diesem Falle müssen die Löcher in den Raupengliedern gebohrt werden, und die Büchsen werden stramm eingepaßt. Die übrigen Hersteller, die keine Büchsen in die Glieder einsetzen, bohren meist die Löcher aus, damit der Bolzen eine bessere Auflage erhält; denn bisweilen übersteigen die Flächenpressungen die zulässigen Grenzen. Bei Manganstahl u. dergl. kann wegen seiner Härte das Bohren der Glieder nicht durchgeführt werden; im äußersten Falle können die Löcher nachgeschliffen werden. Nun betreibt anderseits die bereits erwähnte „Amsco" das Abgießen der Manganstahlglieder seit Jahren als Massenfertigung, so daß es gelungen ist, tadellos saubere und genaue Gußstücke nach vorgeschriebenen Maßen herzustellen, die keinerlei Nacharbeit erfordern. In Sonderfällen verwendet Bucyrus Raupenglieder aus Nickelstahl, der sich bearbeiten läßt.

Auch für die Bolzen zur Verbindung der Raupenglieder wird in der Güte des Werkstoffes nicht gespart; man findet vielfach gehärtete Sonderstähle (Nickel- oder Chromstahl) und andere hochkohlenstoffhaltige Stahlsorten, die zum Teil eine Hitzebehandlung durchgemacht haben.

Erhebliche bauliche Verschiedenheiten sind in der Verbindungsart der Glieder untereinander festzustellen. Einzelne namhafte Werke bilden die Glieder mit zwei Scharnieren aus, während andere drei oder vier Scharniere verwenden (Abb. 5). Auch das Einlegen von gehärteten Stahlrollen zwischen die Scharniere findet man vereinzelt, z. B. bei den Raupen der Kranbaufabrik von Mc Myler; anderseits führt Link-Belt (eine der bedeutendsten Gesellschaften für den Bau von Transportanlagen)[4]) die Glieder mit einem einzigen breiten Scharnier aus.

Stellt man Vergleiche an hinsichtlich der Verhältniszahl, Plattenbreite zur Teilung (letztere zwischen den Bolzenmitten gemessen), so findet man, daß die meisten Konstrukteure etwa 2 : 1 wählen. Allerdings sind auch hiervon Abweichungen nach oben und unten festzustellen, die sich zwischen 1,6 und 2,3 bewegen. Mit den mittleren Flächendrücken der Raupenglieder gegen den Boden geht man bei den kleineren Baggern auf 0,6 bis 0,8 kg/cm², bei den mittleren Typen, d. h. etwa von 1 bis $2^1/_2$ m³ Löffelinhalt, auf ungefähr 1 kg/cm². Bei den ganz großen Typen, die ausschließlich von Bucyrus und Marion hergestellt werden, geht man sogar bis über 2 kg/cm². Beim Graben des Löffels erhöhen sich die genannten Flächendrücke bis etwa auf den doppelten Betrag, und zwar nach Maßgabe des Hebelarmes, an dem die Grabkraft des Löffels ausgeübt wird. Bei den erwähnten Großbaggern mit Löffelinhalten von 3 bis 6 m³ ist zu berücksichtigen, daß diese nur selten und mit geringer Geschwindigkeit fortbewegt werden müssen, entsprechend dem verhältnismäßig langsamen Fortschreiten der Abbauarbeiten. Hingegen müssen die kleinen und mittleren Typen eine große Beweglichkeit haben, und aus diesem Grunde läßt man die niedrigeren Werte für den Flächendruck zu.

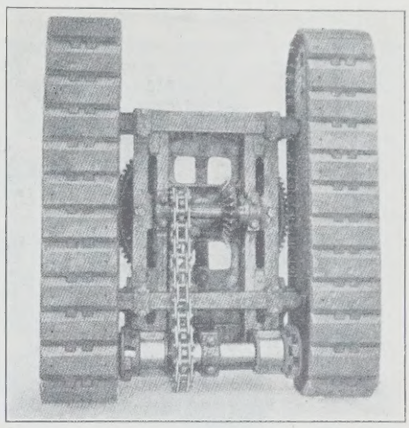


Abb. 6. Osgood-Raupe mit einfachem Kettenantrieb.

Außer dem Stirn- bezw. Kegelradantrieb der Raupenbänder hat sich auch der Kettenantrieb (Abb. 5) bewährt und wird daher von vielen Baggerfabriken ausgeführt, und zwar in der Regel mit einer Kette auf jeder Seite. Abweichend hiervon treibt Osgood die Verbindungswelle der beiden Raupen mit einer einzigen Kette (Abb. 6) an, Link-Belt hat ein gekapseltes Getriebe, das aus dem Autobau entlehnt ist. Die den Antrieb bewirkenden Umlenkräder der Raupenbänder haben meist eine Art von groben Zähnen, die die Mitnahme des Bandes herbeiführen. Auch seitlich versetzte Knaggen werden angewendet, die mit entsprechenden Vertiefungen des Raupenbandes zusammenarbeiten. Die einzige Firma, die Zentralantrieb vorsieht, ist Thew, und zwar werden die beiden inneren Räder durch ein gemeinsames Ritzel (Abb. 2) angetrieben. Das Raupenband dieses Werkes, wie auch das einiger anderer, besitzt an beiden Umlenkrädern Nachspannvorrichtungen. Alle anderen Firmen, die das Band von einem Umlenkrade aus antreiben, wählen nur einseitige Nachstellvorrichtung.

Die Tragrollen der Raupenbänder sitzen auf Stahlachsen, die im Rahmen des Unterwagens kräftig verlagert sind. Beim Kurvenfahren des Baggers und namentlich beim Drehen auf der Stelle kommen außerordentliche Beanspruchungen in die Achsen, und in der Regel werden diese für denjenigen ungünstigsten Betriebsfall berechnet, in dem das gesamte Baggergewicht von einer einzigen Achse übertragen wird.

Ein interessantes Gebiet sind die mannigfachen mechanischen Getriebe, mit denen das Kurvenfahren der Bagger erreicht wird. Bei den kleinen, viel in Bewegung befindlichen Löffelbaggern (z. B. für den Straßenbaubetrieb) wird auf weitgehende Wendigkeit großer Wert gelegt. In den meisten Fällen begnügen sich selbst bedeutende Werke (wie Bucyrus u. a.) mit Klauenkupplungen und schalten zum Teil noch ein weiteres Vorgelege in das Getriebe ein, so daß zwei verschiedene Bandgeschwindigkeiten erzielt werden können.

Auf diese Weise vermögen derartige Bagger nur Kurven mit zwei fest bestimmten Halbmessern zu durchfahren, falls nicht das eine Band während der Fahrbewegung wiederholt ab- und zugeschaltet wird. Orton und Link-Belt verwenden Differentialgetriebe mit beschränkter Wendigkeit. Bei der Bauart der letztgenannten Gesellschaft ist die weit nach unten gehende Kapselung des Getriebes nachteilig. Beim Einsinken des Baggers im nachgiebigen Gelände setzt sich das Gehäuse leicht im Boden fest. Eins der besten Kurvenfahrwerke verwendet die Brown-Hoisting Gesellschaft. Jedes Raupenband kann für sich abgekuppelt und durch eine Bremsbandkupplung in seiner Bewegung geregelt, bezw. festgestellt werden, so daß Kurven von beliebigen Halbmessern sicher durchfahren

[4]) Buhle, Glasers Annalen 1925, II, S. 150 ff.

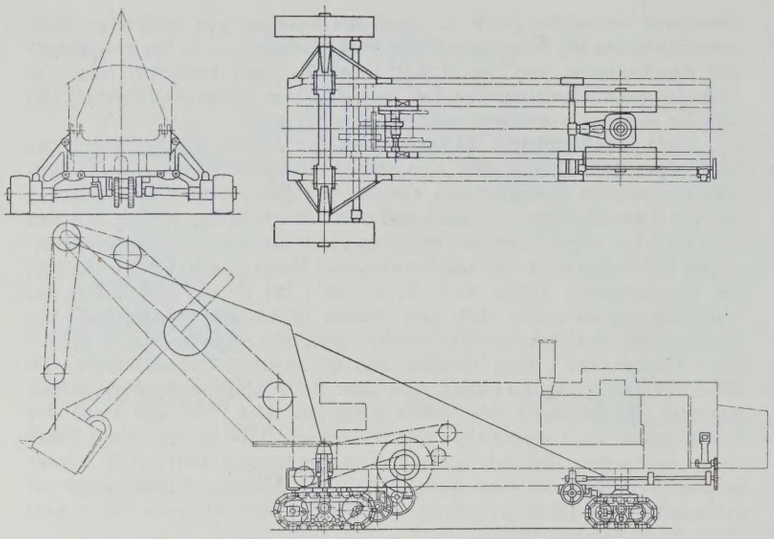


Abb. 7. Marion-Löffelbagger (Eisenbahn-Type).

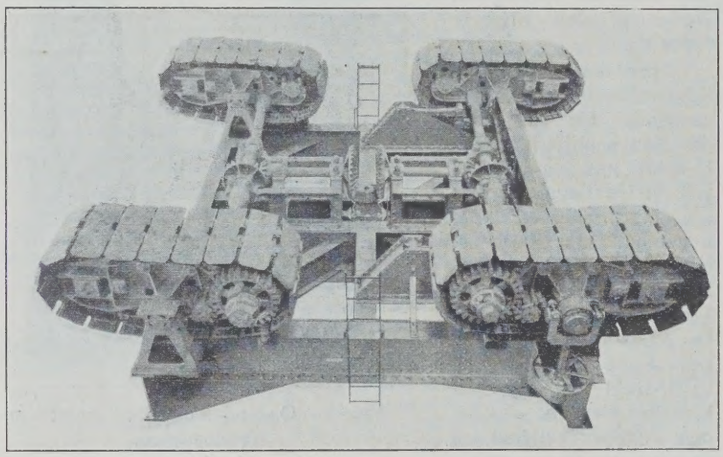


Abb. 8. Vier-Raupen-Anordnung der Marion-Großbagger (Ansicht von unten).

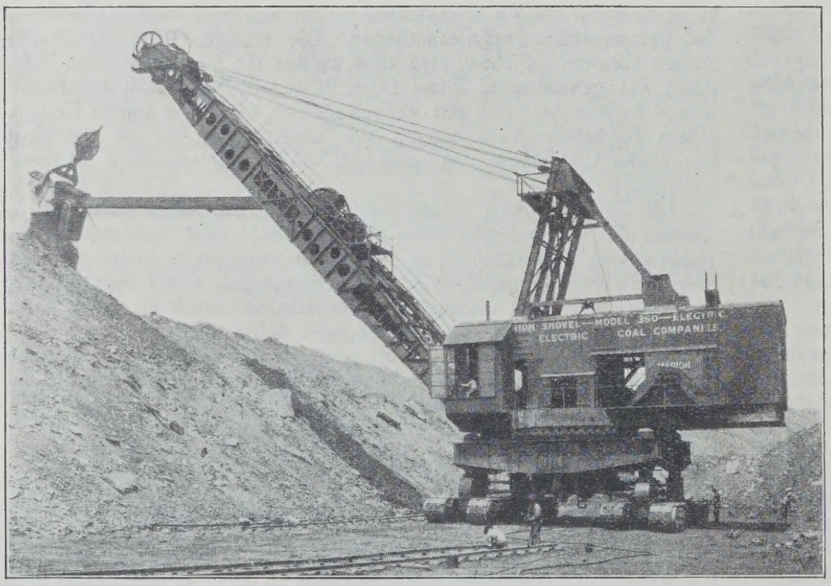


Abb. 9. Marion-Großbagger mit vier Doppelraupen.

werden können. Gleichzeitig dienen diese Bremsen dazu, um den Bagger auf stark abfallendem Gelände festzuhalten. Dabei sind die Triebwerkteile vollkommen geschützt im Unterwagen eingebaut, so daß sie beim Einsinken des Baggers nicht verschmutzen können. Einzelne amerikanische Baggerkonstrukteure erreichen gute Kurvenwendigkeit der Bagger durch Getriebe, die gestatten, daß die eine der beiden Raupen in der entgegengesetzten Richtung läuft wie die andere Raupe. — Harnischfeger baut neuerdings ein bemerkenswertes Raupenfahrwerk, das durch eine unrunde Scheibe gesteuert wird und beliebige Krümmungen der zu durchfahrenden Kurven zuläßt.

Auf die Steuerung der Kurvenfahrbewegung vom Oberwagen wird in der Regel kein allzuhoher Wert gelegt; einige Löffelbagger können wahlweise vom Unter- und Oberwagen gesteuert werden (z. B. Brown-Hoisting).

Eine Sonderbauart der Löffelbagger stellen die sogenannten „Eisenbahnbagger" dar, die nur von Bucyrus, Marion und Osgood hergestellt werden, und die ebenfalls mit Raupenbändern ausgestattet werden können. Diese Bagger, deren langgestrecktes, geschlossenes Maschinenhaus einem Eisenbahnwagen ähnelt, laufen auf vier kurzen Raupenbändern (Abb. 7). Da der Oberteil des Baggers (im Gegensatze zu den bisher betrachteten Löffelbaggern) nicht schwenkbar ist, sondern nur der Ausleger mit Schaufel um etwa 180° gedreht werden kann, so sind zur Erreichung der Standsicherheit bei seitwärts arbeitendem Löffel die vorderen Raupen ausgespreizt, während die hinteren, unter dem Maschinenhause befindlichen Raupen dichter nebeneinander verlagert sind.

Bei den großen Löffelbaggern (etwa von 3 m³ Löffelinhalt ab) geht man dazu über, vier kürzere Raupenbänder anzuordnen (Abb. 8); es muß alsdann durch geeignete Verlagerung Sorge dafür getragen werden, daß alle Raupen auch bei unebenem Gelände den Druck des Baggers gleichmäßig auf den Boden übertragen.

Bei den allergrößten amerikanischen Löffelbaggern (6 m³ Schaufelinhalt), die Bucyrus und Marion wiederholt auf Raupen ausgeführt haben und die zurzeit die größten der Welt sind (Abb. 9), ist man zu Doppelraupenbändern übergegangen. Es sind also insgesamt acht Raupen vorhanden, die bei Bucyrus (Abb. 10) je 4,5 m lang, etwa 1,5 m hoch und 1 m breit sind. Das Gesamtgewicht eines solchen Baggers beträgt einschließlich Gegengewicht etwa 450 t.

Während Bucyrus eine Dreipunktverlagerung des Unterwagens zur Herstellung eines Druckausgleiches ausführt, erreicht Marion dieselbe Wirkung auf sehr genaue Weise durch Anordnung von vier hydraulisch arbeitenden Ausgleichzylindern, die unmittelbar über den Doppelraupen angeordnet sind. Bei Bucyrus müssen die beiden freien Eckpunkte des Oberwagenrahmens durch Andrücken von Spindeln abgestützt werden, um beim Schwenken des Auslegers über die Ecke eine genügende Standsicherheit zu erzielen.

Diese meist elektrisch betriebenen Großbagger finden in den Kohlengegenden von Pennsylvanien, Illinois, Ohio usw. zum Abtragen des steinigen Deckgebirges Verwendung, außerdem in den Eisenerzgruben von Minnesota.

(Schluß folgt.)

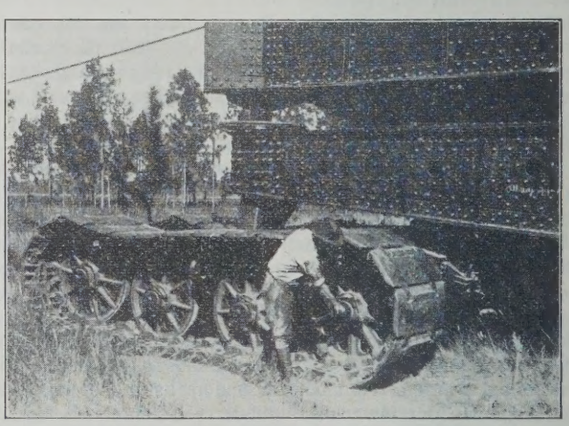


Abb. 10. Doppelraupe nach Bucyrus.

Vermischtes.

Die wissenschaftliche Tagung des Deutschen Eisenbauverbandes am 21. Oktober 1927 in Danzig. Nach Bekanntgabe der am Tage vorher stattgehabten Ernennung des um die Entwicklung des deutschen Eisenbaues in praktischer und theoretischer Beziehung hochverdienten Geh. Regierungsrates Prof. Dr.-Ing. ehr. Reinhold Krohn, Danzig, zum Ehrenmitgliede des Deutschen Eisenbauverbandes wurden folgende Vorträge gehalten:

1. Dr. Oelert, Berlin: Zur wirtschaftlichen Lage.

In dem Vortrage kam zum Ausdruck, daß eine Besserung in der Eisenbauindustrie sich wohl durchgesetzt hätte, daß aber die durchschnittliche Beschäftigung der Werke noch immer beträchtlich hinter der Vorkriegsbeschäftigung zurückstände und daß insbesondere die Preise trotz einer gewissen Hebung, sowohl was den Absatz nach dem Inlande als besonders auch den nach dem Auslande angeht, noch immer gedrückt und hinter den im abgelaufenen Geschäftsjahr eingetretenen Steigerungen an Löhnen

usw. erheblich nachhinkten. Von einer Einträglichkeit der Eisenbauanstalten könne noch immer keine Rede sein. Gleichwohl würde man die Gesamtaussichten besser als im vorigen Jahre ansprechen müssen, wenn es gelingt, die aus der Wirtschaft heraus sich anbahnende Besserung durch wirksame Gesundungsmaßnahmen innerhalb der eigenen Reihen zu unterstützen, womit wohl hauptsächlich auf eine Beschränkung der Zahl der Eisenbaufirmen hingewiesen werden sollte.

In einem Schlußwort verwies der Vortragende auf die Schicksalsgemeinschaft, die den Besteller mit dem Unternehmer und umgekehrt verbindet und von der nur gewünscht werden könne, daß sie sich zu Nutz und Frommen der Allgemeinheit ohne Bevorzugung des einen vor dem anderen Teil in der Praxis erfolgreich auswirken möge.

2. Reichbahnoberrat Dr. Schaechterle, Stuttgart: Die Gestaltung der eisernen Brücken.

Bei der Erstellung einer eisernen Brücke begnügt man sich heute nicht mehr mit der Erfüllung bautechnischer, betrieblicher und wirtschaftlicher Forderungen; sie soll auch „schön" sein, da sie in der Landschaft oder im Stadtbild hervortritt.

Zweckmäßiges braucht nicht schön zu sein, Unzweckmäßiges nicht unschön. Was uns heute zweckmäßig erscheint, kann morgen schon überholt, veraltet, wertlos sein. Die Schöpfungen der Kunst haben bleibenden, unvergänglichen Wert. Beim Ingenieurbauwerk, das schön sein soll, muß also zur technischen und wirtschaftlichen Gestaltung etwas hinzukommen, was höherer Ordnung ist, Irrationales umfaßt. Schönheit erschöpft sich nicht in gefälliger äußerer Form, ist nicht nur Schale, sondern auch gesunder, kraftvoller Kern, Übereinstimmung von Form und Gestalt. Für die Ingenieurkunstbauten verlangen wir an Stelle der zweckmäßigen die zweckvolle oder — persönlicher ausgedrückt — die künstlerische Gestaltung.

Die Brücke kann nicht als Massenware in der Fabrik bestellt und in die Landschaft gesetzt werden. Sie soll, in enge Beziehung zur Umgebung gebracht, harmonisch eingeordnet werden. Zur zweckvollen Gestaltung gehört Phantasie und Vorstellungsgabe und schöpferische Gestaltungskraft.

Im Eisenbrückenbau sind in den letzten Jahren große technische Fortschritte zu verzeichnen. Bezüglich der ästhetischen Wertung der Eisenbauten hat die Einstellung weiter Kreise eine Wandlung erfahren. Man hat erkannt, daß sich mit Eisen außerordentliche Wirkungen erzielen lassen, und daß im Eisenbau noch lange nicht ausgeschöpfte Möglichkeiten künstlerischer Gestaltung liegen. Eisen bietet die vielseitigsten Anwendungsmöglichkeiten. Im Brückenbau können mit Eisen die größten Spannweiten erreicht, die kleinsten Bauhöhen ausgenutzt, die durch ungünstige Gelände- und Baugrundverhältnisse auftretenden Schwierigkeiten am leichtesten überwunden werden. Man ist gewöhnt, an Eisenbauten die höchsten Anforderungen zu stellen. Beim kritischen Vergleich von Massiv- und Eisenbrücken in ästhetischer Hinsicht darf nicht übersehen werden, daß die Massivbrücke meist unter günstigeren Bedingungen und Verhältnissen erstellt werden kann als die eiserne Brücke. Die eiserne Brücke kann nicht wie die Steinbrücke durch Masse, Fläche und Tönung wirken, sondern durch straffe Linienführung und harmonische Verhältnisse. In der Leichtigkeit und Eleganz der Erscheinung liegt der ästhetische Wert und die künstlerische Steigerungsmöglichkeit. An charakteristischen Beispielen wurde die Entwicklung des deutschen Eisenbrückenbaues gezeigt und unsere derzeitige Einstellung zu der Aufgabe der künstlerischen Gestaltung gekennzeichnet.

3. Professor Dr.-Ing. Karner, Zürich: Nebenspannungen, Durchbiegungen und Konstruktionsgewichte von Rautenträgern im Vergleich zu gleich weit gespannten Dreieckfachwerken.

Die ständige Vergrößerung der Verkehrslasten und der Stützweiten hat zu hochwertigen Baustoffen im deutschen Eisenbrückenbau geführt. Aus der Wechselwirkung beider aber ergibt sich eine Verschiebung der Wirtschaftlichkeitsgrenze der Brückenstützweite im Vergleich zwischen Balken-, Bogen- und Hängebrücken, so daß heute auch für sehr große Stützweiten einfache Balkenbrücken ausgeführt werden, die nicht nur wirtschaftliche, sondern auch ästhetisch befriedigendere Bauformen darstellen. Dabei kommen vielfach wieder zweifache Systeme, und zwar sowohl der Rautenträger als auch das Kreuzfachwerk, beide ohne Pfosten, zur Anwendung.

Beim Vergleich dieser beiden Systeme mit einem normalen Dreieckfachwerk für eine zweigleisige Eisenbahnbrücke von 100 m Stützweite ergibt das Eigengewicht für die zweifachen Fachwerke ein Mehr von etwa 4 bis 5 % gegenüber dem einfachen Dreieckfachwerk; die Konstruktionsziffern sind praktisch für alle Systeme gleich.

Von besonderer Bedeutung ist bei diesen Untersuchungen: Die Einfluß- und Biegelinien der Rautenträger zeigen unter Voraussetzung gelenkiger Knoten stark zackigen Verlauf. Die genaueren Untersuchungen bestätigen die Annahme, daß die steifen Knotenpunktverbindungen diese Zacken erheblich herabmindern. Bei den zweifachen Systemen sind die Nebenspannungen relativ zwar größer als beim Dreieckfachwerk; sie halten sich im übrigen aber in den Grenzen, die bei den zulässigen Beanspruchungen und den damit angenommenen Sicherheitsgraden vertreten werden können.

Von großem Interesse für diese Betrachtung sind die Belastungs- und Durchbiegungsprüfungen an der neuen Rheinbrücke in Wesel,[1]) wobei festgestellt wurde, daß beim Rautenträger im Ober- und Untergurt bei Punktbelastungen (Belastung eines Systems) wellenförmige Biegelinien auftreten, die im Ober- und Untergurt entgegengesetzt sind. Die Größe dieser Wellen ist gering gegenüber den errechneten Zacken unter Voraussetzung gelenkiger Knoten. Es ist außer durch die rechnerische Untersuchung auch durch diese Belastungsprobe der Nachweis erbracht, daß das Verhalten dieser zweifachen Träger den Erwartungen entspricht, da insbesondere bei normalen Belastungen durch Lastgruppen (gleichzeitige Belastung beider Systeme) die Durchbiegungswerte den normalen Verhältnissen eines Balkens mit Dreieckfachwerk gleichkamen.

4. Reichsbahnoberrat Füchsel, Berlin: Schweißen im Eisenbau.

Für die gewöhnlichen Profile des Eisenbaues ist vorwiegend die elektrische Lichtbogenschweißung am geeignetsten. Die üblichen Werkstoffe wie St 37, St 48 besitzen die Eigenschaft der Schweißbarkeit für beide Arten des Schmelzschweißens, dagegen Si-Stahl nur mangelhaft. In Deutschland, wo die fachliche Ausbildung der Schweißer mit Nachdruck betrieben wird, ist meist blanker Schweißdraht im Gebrauch. Die Schweißung wird als Verbindungsschweißung oder als Kehlschweißung ausgeführt, d. h. die zu verbindenden Teile und die Schweißstelle liegen in verschiedenen Ebenen, um die Blechdicke versetzt. Die Kehlnaht unterliegt daher einer zusätzlichen Biegungsbeanspruchung, wenn die zusammengeschweißte Verbindung auf Zug beansprucht ist. Doch ist auch die Kehlnaht vollständig betriebsicher. Die Profile sind nicht aus der Bauart für Nietung unverändert zu übernehmen, sondern nach der Eigenart der Schweißung zu wählen und die Nähte so anzusetzen, daß die Schweißverbindung tunlichst geringe Biegung erfährt. Die Temperaturwirkungen auf die Zonen neben der Naht müssen im voraus berechnet und bei den Vorbereitungen und in Nacharbeiten berücksichtigt werden, um das fertige Stück annähernd spannungsfrei zu machen. Die Gütewerte einer Schweißnaht im unbearbeiteten Zustande liegen hinsichtlich Festigkeit bei 80 % des ungeschweißten Werkstoffes, hinsichtlich Zähigkeit, gemessen am erreichbaren Biegewinkel, geringer. Bei der Arbeitsprüfung, die der Schweißer wiederholt anzufertigen hat, werden vorzugsweise Biegeversuche durchgeführt. Röntgenbestrahlung ist möglich, aber zu teuer. Vor der Freigabe von Konstruktionen mit dynamischer Beanspruchung sind Vorversuche über das Verhalten wichtiger Verbindungen gegenüber dauerndem Lastwechsel anzustellen. Konstrukteur und Werkstattleiter müssen fachkundig, der Schweißer muß sorgfältig ausgebildet sein. Anwendungsbeispiele sind im In- und Auslande noch spärlich, doch liegen einige Arbeiten mit gründlichen Untersuchungen vor. Gewichtsersparnis von 11 % ist beim Bau eines fünfstöckigen Hauses erzielt worden, eine Kostenermäßigung gegen genietete Ausführung in diesem Falle nicht.[2]) Die vorhandenen Konstrustionsunterlagen reichen für den Bau von Gittermasten, Türmen, Behältern, Dachbindern, Eisenhochbauten, selbst für einfache Brücken aus und ermutigen, solche Bauwerke versuchsweise in Auftrag zu geben.

In der Aussprache kam zum Ausdruck, daß man auf Zug und Biegung beanspruchte Schweißverbindungen erst dann allgemein bei Eisenbauten verwenden könne, wenn die Nachprüfbarkeit solcher Verbindungen unter allen Umständen gewährleistet ist, wenn weiter nachgewiesen ist, daß die geringe Dehnbarkeit der Verbindungsstellen ohne Nachteil ist (Nebenspannungen, die sich nicht auslösen können!) und wenn die Korrosionsgefahr geschweißter Bauwerke nicht größer ist als bei genieteten.

5. Professor Graf, Stuttgart: Versuche mit großen Glasplatten auf eisernen Sprossen.

Bei früheren Versuchen mit Glasplatten verschiedener Art und Herkunft fand sich, daß die Biegungsfestigkeit von Glas in hohem Maße von den Abmessungen der Proben abhängt. Damit zeigt sich, daß die Biegungsfestigkeit großer Glasplatten kleiner einzusetzen ist, als bis dahin üblich war. Infolgedessen war Anlaß geboten, Versuche mit großen Glasplatten, die den praktischen Verhältnissen entsprechen, anzustellen. Solche Versuche hat der Vortragende mit Unterstützung des Eisenbauverbandes, der Reichsbahn, der Firma Eberspächer in Eßlingen sowie der Glasindustrie ausgeführt. Die Versuche geben Aufschluß über die Widerstandsfähigkeit von Drahtglas und Rohglas für Gläser verschiedener Breite und verschiedener Länge bei Lagerung auf Sprossen verschiedener Querschnittsabmessung und verschiedener Länge. Als zulässige Biegungsspannung von Glas erscheint zurzeit der Wert 70 kg/cm² angemessen.

Damit würde sich bei den üblichen Belastungsannahmen ein Sprossenabstand von höchstens 65 cm ergeben, wobei die Sprossen keine größere Biegung, als einem Krümmungshalbmesser von 30 mm entspricht, aufweisen dürften.

Geheimrat Dr.-Ing. Siegmund Müller bestritt den praktischen Wert der Versuche, indem er der Auffassung Ausdruck gab, daß die Abmessungen der Glasdächer nach Erfahrungsregeln festzusetzen seien, unter Hinweis darauf, daß die obengenannte Angabe von 70 kg/cm² zulässiger Glasbiegungsbeanspruchung auf Grund der willkürlichen Annahme von 0,6 der Bruchlast gemacht sei. Vor allem sei Wert auf steife Sprossen bei zweckmäßiger Glasauflagerung zu legen.

6. Oberbaurat Baritsch, Hamburg: Brückenbauarbeiten im Hamburger Hafen.

Der Vortragende behandelte eine Anzahl eiserner Brückenbauten als Beispiel für „das Ein- und Ausschwimmen von Brücken auf Prahmen und mittels Schwimmkrane". Die erste derartige Aufgabe war die Verschiebung der Eisenbahnbrücke über die Müggenburger Schleusen auf die andere Seite der Straßenbrücke, um die Kreuzung des Zuführungsgleises zur Kohlenumschlaganlage am Hofe-Kanal mit der Straße zu beseitigen. Arbeiten ähnlicher Art in Verbindung mit dem Neubau zweier eingleisiger Eisenbahnbrücken wurden später am Ellerholzkanal ausgeführt. Dort mußte die Zustellung, die ursprünglich vom benachbarten Bahnhof Roß aus stattfand, nach Ausbau des Stettiner Ufers am Oder-

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 46, S. 662.

[2]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 22, S. 316.

hafen und des Koßkaies vom Bahnhof Hamburg-Süd her geschehen, was die Verlegung einer schrägen Eisenbahnbrücke auf die andere Seite der bestehenden Straßenbrücke bedingte. Hierfür war erforderlich, die Straßenbrücke auf Land zu schieben, die Eisenbahnbrücke an ihr vorbei zu bewegen und vollkommen um 180° zu drehen. Einer der beiden Brückenneubauten wurde auf Gerüst über der Durchfahrt, der andere an Land montiert und dann übergeschwommen. Den Schluß bildete die Schilderung der Aufstellungsarbeiten der Fußgängerbrücke über die Vorsetzen. Diese Brücke verbindet eine im Brandenburger Hafen neu geschaffene Pontonanlage für Schlepper und Barkassen mit dem Lande. Sie geht in einer Spannweite von 93 m als Sichelbogenträger mit Zugband und 14,5 m Höhe des Obergurtes über der Fahrbahn über den Niederhafen. Wasserseitig lagert eine 36 m lange, bewegliche Brücke auf 5,67 m ausladender Konsole; diese Brücke führt zur Zollabfertigungsstelle herab. Landseitig ist an einem 5 m ausladenden Gelenk eine bogenförmige Blechträgerbrücke von 15,15 m Stützweite gelagert. Der Steg wurde mit Hilfe zweier Gerüstböcke mit Pendelstützen in drei Teilen durch einen 75-t-Schwimmkran eingesetzt. Alsdann wurde das Zugband eingebaut und die Fahrbahn angehängt. Nunmehr konnten die Zwischenstützen beseitigt werden. Auch die bewegliche Brücke wurde durch einen Schwimmkran geringerer Tragfähigkeit auf ihren Auflagern an der Konsole des Steges und dem Ponton der Zollabfertigungsstelle abgesetzt. Das Bauwerk hat einen Asphaltplatten-Belag auf Bimsbetonplatten erhalten und wurde am 1. Oktober 1927 der öffentlichen Benutzung übergeben.

Um den Teilnehmern einen Einblick in die für die östlichen Verhältnisse nach der Korridorziehung maßgebenden Zustände zu geben, sprach 7. Universitätsprofessor Dr. Dr. Preyer, M. d. R., Königsberg, über „Gegenwart und Zukunft der Ostmark".

Den Schluß der Vorträge bildete die Vorführung eines Films mit der Montage der Donaubrücke bei Novisad, wobei Prof. Schönhöfer, Braunschweig, einführende Worte sprach. M.-L.

Die neue Bahnlinie Rom—Neapel. Am 28. Oktober 1927 ist die neue Eisenbahnlinie Rom—Neapel, genannt Direttissima Roma—Napoli, eröffnet worden. Diese fast 216 km lange Strecke ist um 33 km kürzer als die von den direkten Schnellzügen befahrene Linie über Cassino—Caserta. Da sie dem Schnellverkehr dienen soll, wurden große Steigungen und scharfe Krümmungen vermieden. Der Scheitelpunkt bei Campo Leone liegt auf Kote 126 m ü. d. M., also fast um 200 m tiefer als der der bestehenden Linie, die bei Palestrina 332 m ü. d. M. erreicht. Von der ganzen Strecke liegen etwa 20% in Krümmungen von mindestens 800 m Halbmesser. Die möglichst geradlinige Linienführung erforderte viele Tunnel, deren Gesamtlänge 34 km erreicht, darunter zwei von über 7 km Länge. Die größte Steigung beträgt im Freien 10‰, im Tunnel 7‰, während die andere Linie Steigungen bis 17‰ und viele scharfe Krümmungen aufweist. Da Wegübergänge in Schienenhöhe vermieden sind und 46,3 kg/m (in Tunneln 56,6 kg/m) schwere Schienen auf der offenen Strecke verwendet wurden, eignet sich diese neue Linie für den schwersten Verkehr bei hohen Geschwindigkeiten, wodurch die Reisedauer sich auf drei Stunden bei den D-Zügen verringern läßt. Diese neue Linie wird nicht nur die sich mächtig entwickelnde „Ewige Stadt" mit der volkreichsten Stadt, den Norden mit dem Süden auf dem kürzesten Wege verbinden, sondern auch einen der fruchtbarsten Landstriche dem Bahnverkehr erschließen. Da sie überdies geschichtlich denkwürdige Orte berührt und durch reizvolle Landschaften führt, wird sie auch von Fremden gern befahren werden.

Die Erbauung der Linie war in einem Gesetz vom Jahre 1905 vorgesehen worden. Zwei Jahre später wurde der Bau begonnen, bei Kriegsanfang eingestellt und 1922 wieder in Angriff genommen.

Der Ausgangspunkt ist der Zentralbahnhof (Stasione Termini) in Rom. Zunächst verläuft die Bahn parallel zur Strecke Rom—Segni durch die Campagna, berührt den Tempel der Minerva, den Aquädukt des Claudius, verläßt bei km 8 die alte Linie und steigt bis Campo Leone, wo die Bahn Anzio—Nettuno abzweigt. Die Direttissima verläuft dann am Fuße der Lepinischen Berge (Sempreviva 1535 m) in den Pontinischen Sümpfen, erreicht Piperno, unterfährt im 7,5 km langen Tunnel dell'Orso einen Kalkrücken der Kreidezeit, berührt Fondi und gelangt nach einem etwa 7,5 km langen Tunnel nächst Formia an den Golf von Gaeta, wo die Zweiglinie nach Sparanise anschließt. Auf der 12 km langen malerischen Küstenstrecke werden die Niederungen des Ausente und Garigliano gekreuzt, der letztere auf einer Eisenkonstruktion von 70 m Stützweite überfahren. Hinter Carano wird der Monte Massico in einem über 5 km langen Tunnel unterfahren und das Tal der Volturno erreicht, der mit einem dreifeldrigen Durchlaufträger von je 38 m Stützweite überbrückt wird. Hinter Falcia-Mondragone bei Valle Literno zweigt eine Verbindungslinie nach Aversa an der Hauptstrecke Neapel—Foggia ab; nach Durchquerung der Phlegräischen Felder wird über Pozzuoli Neapel erreicht. Außer den beiden langen Tunneln bildet dieser Teil der Strecke den technisch schwierigsten Abschnitt. Nächst Pozzuoli-Solfatara mußte vulkanischer Boden mit 74° Gesteinwärme und 54° Lufttemperatur durchörtert werden, wobei Kohlensäure- und Wasserdampfausströmungen erschwerend wirkten. Da die Direttissima an die Untergrundbahn von Neapel anschließt, ist vor dem Posilipo die Endstation für den Güterverkehr in Fuozigrotta. Der Fernverkehr für die Reisenden endigt in der Station Chiaia in Posilipo, wo ein monumentales Empfangsgebäude nächst dem Grabe Vergils erbaut wurde. Durch Umsteigen auf die Stadtbahnzüge erreicht man in wenigen Minuten den Zentralbahnhof. Die elektrisch betriebene Stadtbahnstrecke ist 4,5 km lang unterirdisch. Bisher war die Strecke vom Hauptbahnhof bis Pozzuoli Solfatara als Stadtbahn im Betrieb (15 km/Std.) mit 15-Minuten-Verkehr. Auch die innerstädtische Strecke bot große Schwierigkeiten bei der Herstellung, da häufig bei geringer Überlagerung Häuserblocke unterfahren werden mußten. Die 30 m unter der Erdoberfläche liegenden Stationen Montesanto und Piazza Cavour sind mit beweglichen Treppen versehen. —

Die ganze Strecke soll elektrisch betrieben werden. Vorläufig erstreckt sich der elektrische Zugbetrieb bloß auf den Abschnitt Neapel—Villa Literno, wobei der Strom durch eine dritte Schiene, nicht durch Oberleitung zugeführt wird. Die übrige Strecke wird vorerst mit Dampf betrieben, weshalb sie mit Wasserstationen und Wasserzuleitungen versehen wurde.

Dipl.-Ing. Dr. W. Vieser, Wien.

Prof. Dr.-Ing. ehr. B. Berrens, der Dekan der bekannten Deutsch-Chinesischen Tung-Chi-Technischen Hochschule in Woosung (vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 29), ist, wie am 1. November aus Schanghai gemeldet wird, dort an den Folgen einer Operation im 47. Lebensjahre verstorben. Wir beklagen den Verlust eines erfolgreichen Pioniers für die Ausbreitung deutscher Kultur und eines geschätzten Mitarbeiters unserer Zeitschrift.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 5. November erschienene Heft 21 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Adolf Bühler: Der Umbau des Grandfey-Viaduktes der Schweizerischen Bundesbahnen. — Dipl.-Ing. Georg Torda: Allgemeines Verfahren zur Berechnung von Eisenbetonquerschnitten.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Zweckmäßige und wirtschaftliche Betonmischungen für Wasserbauten, im besonderen der Zement-Kalk-Traß-Beton. Der unter dieser Überschrift in der „Bautechnik" 1927, Heft 39, erschienene Aufsatz weist in der Fußnote 14 (auf S. 569)[1]) auf gewisse, in neuerer Zeit auf dem Markte erschienene „gefährliche Bindemittel" hin, und zwar ist dort gesagt, daß nach meiner Angabe zu diesen gefährlichen Bindemitteln „eine Abart von Hochofenzement" gehöre. Diese Bemerkung kann leicht zu Mißverständnissen Anlaß geben. Tatsächlich handelt es sich hierbei nicht um eine Abart, sondern um Nachahmungen von Hochofenzement, die einen Rückschritt bedeuten; denn „Hochofenzement" ist ein vom „Deutschen Verband für die Materialprüfungen der Technik" festgelegter Begriff, bei dem auch Mindestfestigkeiten gewährleistet sind, während die verschiedenen Ersatzstoffe nicht normiert werden konnten, da sie aus unbekannten Rohstoffen gewonnen werden. M. E. haben diese Ersatzstoffe mit dem als vorzüglich anerkannten Hochofenzement nichts gemeinsam.

Dr. G. Herfeldt.

[1]) Die gleiche Fußnote findet sich in der in Buchform gedruckten ungekürzten Dissertation des Verfassers auf S. 14. Die Schrifleitung.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Leopold, Mitglied der R. B. D. Oppeln, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Elberfeld, Kretschmer, Werkdirektor des R. A. W. Gleiwitz Lokomotivwerk, in gleicher Eigenschaft zum R. A. W. Stendal und Dr. jur. Bindewald, Mitglied der R. B. D. Magdeburg, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Stettin, die Reichsbahnräte Lagatz, Mitglied der R. B. D. Stettin, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Magdeburg, Reck, Werkdirektor des R. A. W. Königsberg (Pr.), als Vorstand zum R. M. A. Stendal, Friedrich Müller, Werkdirektor des R. A. W. Stendal, in gleicher Eigenschaft zum R. A. W. Königsberg (Pr.), Marxer, bisher bei der R. B. D. München, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Ingolstadt und Dr.-Ing. Fey, bisher bei der R. B. D. München, als Vorstand zum R. B. A. Neuulm, sowie die Reichsbahnbaumeister Dr. rer. pol. Lutz, bisher beim R. B. A. Wittenberg, zum R. B. A. Hagen (Westf.) 1 und Aigner, bisher bei der R. B. D. Augsburg, zur R. B. D. Würzburg.

Übertragen: dem Reichsbahnoberrat Brann, Werkdirektor des R. A. W. Gleiwitz Wagenwerk, die Leitung des R. A. W. Gleiwitz Lokomotivwerk; dem Reichsbahnamtmann Dahnke bei der R. B. D. Schwerin (Meckl.) die Stelle des Vorstandes des R. V. A. Schwerin (Meckl.).

Überwiesen: Reichsbahnrat Brunner, Vorstand des R. B. A. Oppeln 2, als Mitglied zur R. B. D. Oppeln, Reichsbahnrat Mühlhaus vom Reichsbahn-Bauamt Dresden 1 zum Reichsbahn-Neubauamt Dresden-Altstadt.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnrat Rose, Vorstand des R. B. A. Wiesbaden, und Reichsbahnamtmann Hermann Schröder beim R. B. A. Breslau 5.

Ausgeschieden: Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Jänecke, Mitglied der R. B. D. Berlin, infolge Übernahme der ordentlichen Professur für Eisenbahnbau an der Technischen Hochschule in Breslau.

Gestorben: Reichsbahnrat Friedrich Werner, Vorstand des R. M. A. Berlin 1, und Reichsbahnamtmann Karl Krause bei der R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder).

INHALT: Der neue Rheindeich bei Alsum. — Über Tiefsenkungen des Grundwasserspiegels. (Fortsetzung.) — Amerikanische „Raupen"-Löffel- und -Grabenbagger. — Vermischtes: Wissenschaftliche Tagung des Deutschen Eisenbauverbandes am 21. Oktober 1927 in Danzig. — Neue Bahnlinie Rom—Neapel. — Prof. Dr.-Ing. ehr. B. Berrens †. — Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang — BERLIN, 18. November 1927. — Heft 50

Alle Rechte vorbehalten.

Umbau der eisernen Überbauten der Brücke über die Leda in km 320,934 der Strecke Münster—Emden. (Gleis Emden—Münster.)

Von Dipl.-Ing. **Fahrbach**, R. B. D. Münster (Westf.).

Die eisernen Überbauten der Ledabrücke im Gleis Emden—Münster der zweigleisigen Hauptbahn Hamm—Münster—Emden wurden im Jahre 1926 gegen neue der Klasse N in hochwertigem Baustahl St 48 umgebaut und am 15. Dezember 1926 in Betrieb genommen.

Die Brücke war in den Jahren 1853 bis 1854 für die damalige eingleisige Hannoversche Westbahn erbaut und 1855 in Betrieb genommen worden. Die Anordnung ist aus Abb. 1 u. 2 ersichtlich. Die Überbauten waren aus Schweißeisen und bildeten gleiche durchlaufende Balkenträger

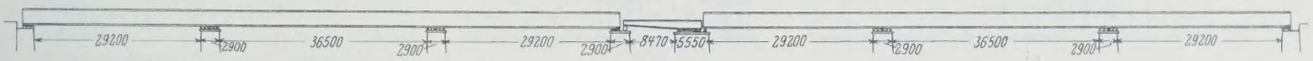


Abb. 1. Alte Überbauten. Erbaut 1853/54.

über jeweils drei Öffnungen von 29,2 m, 36,5 m und 29,2 m Lichtweite. Jeder Träger hatte auf jedem Zwischenpfeiler zwei hintereinanderliegende Auflager. Die Hauptträger waren Blechträger von 3 m Höhe, deren Stegbleche dreimal wagerecht gestoßen waren. Die Querträger waren halbversenkt in 1,3 m Abstand voneinander, darüber lagen die Schienen auf Langschwellen. Die Pfeiler waren für zwei Gleise hergestellt und die Überbauten auf die Westseite verlegt worden.

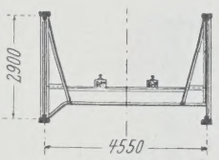


Abb. 2. Querschnitt der alten Brücke.

Zwischen den beiden durchlaufenden Tragwerken, also in Brückenmitte, war eine einarmige Drehbrücke von 8,47 m Lichtweite für die Schiffahrt hergestellt worden.

bearbeitung wurde auf Grund engerer Ausschreibung der Brückenbauanstalt C. H. Jucho in Dortmund übertragen. Die Bauleitung lag beim Reichsbahnbetriebsamt Emden.

Feste Überbauten.

Es hätte nahe gelegen, den neuen Überbauten die gleiche Form wie den im Jahre 1909 in Betrieb genommenen des Nachbargleises zu geben, denn diese Überbauten können leicht verstärkt werden. Es wurde jedoch versucht, durch Anordnung von Gelenken die Überbauten wirtschaftlicher zu gestalten und eine günstigere Belastung der Pfeiler zu erzielen.

Die neuen festen Überbauten bestehen aus zwei gleichen Ausleger-Tragwerken. Diese sind derart angeordnet, daß jeweils der Kragträger über der großen Mittelöffnung 39,5 m Stützweite und beiderseitige Auskragungen von je 4,15 m hat, auf denen die eingehängten Träger von 27 m Stützweite gelagert sind. Der Hauptträgerabstand wurde soweit wie möglich eingeschränkt, mußte aber dennoch 4,92 m werden, gegenüber 4,50 m Abstand der alten Blechträger. Wegen der knappen Platzverhältnisse auf den Pfeilern war es notwendig, die Überbauten so nahe wie möglich an das Nachbargleis heranzurücken. Dennoch mußte das Gleis noch um 16 cm nach außen verschoben werden, so daß jetzt der Gleisabstand 5,54 m und der Abstand der nebeneinander liegenden Hauptträger 72 cm beträgt, ein für zweiwandige Gurtquerschnitte sehr knappes Maß.

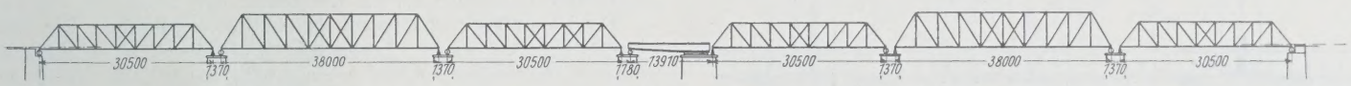


Abb. 3. Überbauten des zweiten Gleises Münster—Emden. Erbaut 1908/09.

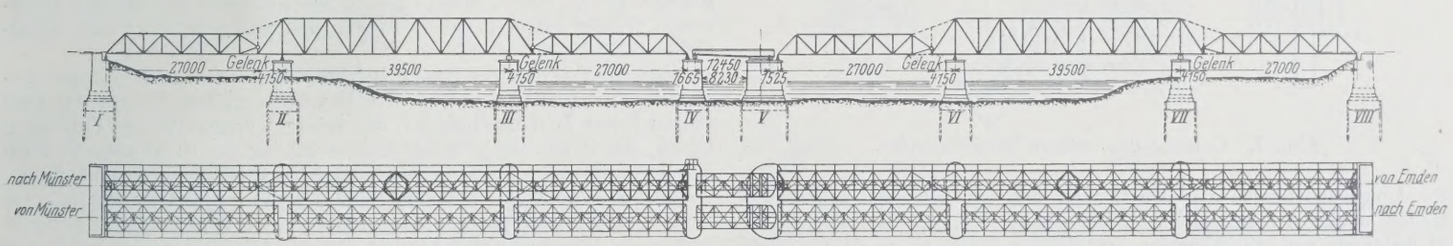


Abb. 4. Neue Überbauten des Gleises Emden—Münster. Erbaut 1926. Längsansicht und Gesamtgrundriß.

Im Jahre 1875 wurde auch die Oldenburger Strecke Leer—Neuschanz auf der 8 km langen gemeinsamen Teilstrecke Leer—Ihrhove über die Ledabrücke geführt, und zu Anfang dieses Jahrhunderts das zweite Gleis auf dieser gemeinsamen, wie auch auf der ganzen Strecke Münster—Emden für notwendig erachtet. In den Jahren 1908/09 wurden daher die Überbauten für das zweite Gleis hergestellt, die aus Abb. 3 zu ersehen sind. Sie bestehen aus einfachen Trapezträgern mit nach der Mitte fallenden Streben. In Brückenmitte wurde auch für das zweite Gleis eine einarmige Drehbrücke ausgeführt, die wie die alte Drehbrücke auf einem Rollenkranz gedreht wird.

Den stetig wachsenden Verkehrslasten waren die alten, 1854 erbauten schweißeisernen Überbauten immer weniger gewachsen. Es wurde daher bereits vor dem Weltkriege die Erneuerung der Überbauten in gleicher Gestalt wie diejenigen im Nachbargleis genehmigt. Der Ausbruch des Krieges hat jedoch die Ausführung verhindert. Nach dem Kriege wurde zunächst wegen der schwierigen wirtschaftlichen Verhältnisse die bereits früher erwogene Verstärkung mit Umbau der Drehbrücke ins Auge gefaßt. Wegen der hohen Kosten konnte man sich zunächst zur Ausführung nicht entschließen; nur die dringend notwendige Verstärkung der Langschwellen unter den Schienenstößen wurde ausgeführt. Erst im Jahre 1924 wurde der Umbau nach dem Vorentwurf (Abb. 4 u. 5) mit einem Kostenbetrag von 330 000 R.-M. genehmigt. Die Ausführung mit Entwurfs-

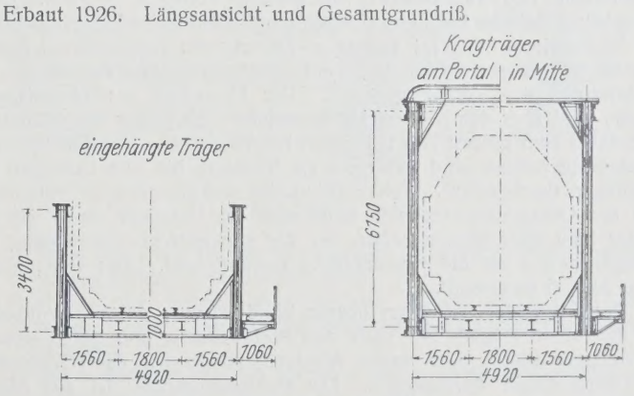


Abb. 5. Querschnitte der neuen Brücke.

Die Auflager wurden so angeordnet, daß auf den Widerlagern und beiderseits der Drehbrücke, sowie auf je einem Zwischenpfeiler feste Auflager, auf den beiden andern Pfeilern bewegliche Auflager sich befinden, wodurch auch alle Gelenke beweglich werden mußten. Diese Anordnung war gegeben durch das Bestreben, die Schienenlücken an den Übergängen von und zu der Drehbrücke möglichst gleich groß zu haben,

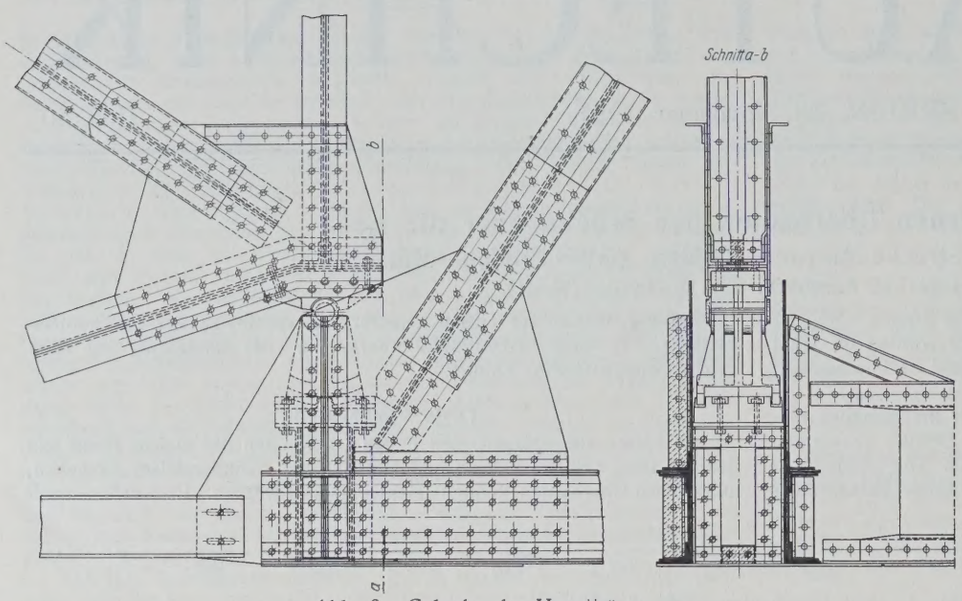
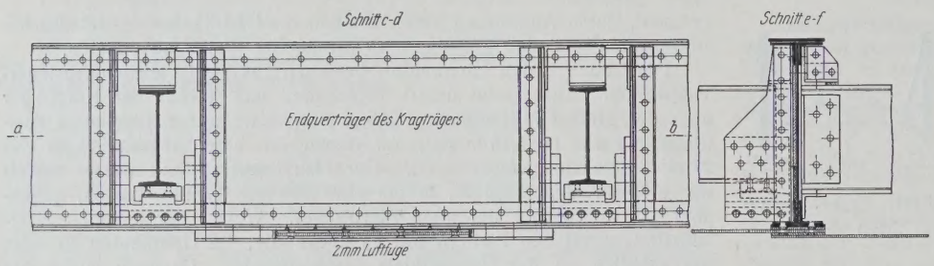


Abb. 6. Gelenke der Hauptträger.



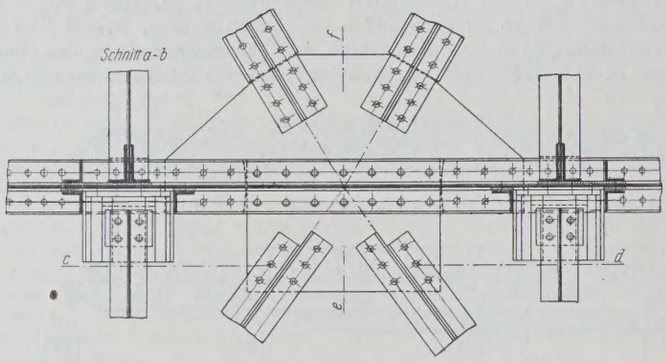


Abb. 7. Gelenke des unteren Windverbandes.

die Längenänderungen der Überbauten und der Schienen von diesen Stellen möglichst fernzuhalten, die Bremskräfte auf möglichst viele Pfeiler zu verteilen und alle Gelenke von gleicher Form zu erhalten. Diese beweglichen Gelenke liegen im Untergurt und sind als Pendellager zwischen die Knotenbleche des im Endstabe verbreiterten Kragträgeruntergurtes eingebracht. Dieser Ausführung wurde gegenüber einer Anordnung von Pendelsäulen der Vorzug gegeben. Der Untergurt des eingehängten Trägers wird über dem Gelenk als besonderer Stab schräg eingeführt und liegt dabei zum großen Teil unter dem Fahrbahnband. Der durchgehende Untergurtquerschnitt wird außerdem als Blindstab bis zum Untergurt des Kragträgers durchgeführt. Weitere Blindstäbe sind die schräge Verbindungslinie der Obergurtknotenpunkte beiderseits des Gelenkes, sowie ein lotrechter Stab über diesem selbst, der die einwandfreie Übertragung des Auflagerdruckes auf die Knotenbleche gewährleistet. Der Gelenkpunkt ist in Abb. 6 dargestellt.

Der Kragträger hat einen oberen Windverband, der die Windkräfte auf die obere Trägerhälfte nach den Portalrahmen und durch diese in die Auflager führt. Der untere Windverband ist wie das Hauptsystem als Auslegerträger durchgeführt. Die Gelenkanordnung ist aus Abb. 7 ersichtlich. In der Mitte der Endquerträger des Kragträgers befinden sich zwei Knotenbleche, von denen das eine zum Windverband des Kragträgers gehört und mit dem Querträger vernietet ist, während das andere Knotenblech zum eingehängten Teil des Windverbandes gehört, durch entsprechende Futterstücke zwischen den Untergurt des Querträgers und das zuerst genannte Knotenblech lose eingeschoben ist und durch die Futterstücke seitliche Führung erhält. Dadurch ist ein Auflagerpunkt des eingehängten Windverbandteiles geschaffen. Den durch die Verkehrslasten bedingten senkrechten Bewegungen dieses Punktes wird durch eine Luftfuge von 2 mm zwischen Querträger und beweglichem Knotenblech stattgegeben.

Die Gesamtlänge des einzelnen Gelenkträgerzuges beträgt 101,80 m, das Gesamtgewicht beider Tragwerke rd. 486 t hochwertigen Baustahl St 48 und 25 t Stahlguß der Auflagerteile, ferner rd. 18 t Flußstahl St 37 für den außenseitigen Fußsteg mit Geländer. Demgegenüber war das Gewicht der alten Überbauten einschl. der Drehbrücke rd. 540 t, ohne Drehbrücke rd. 465 t.

Drehbrücke.

Zwischen den beiden festen Teilen mußte die Drehbrücke erhalten bleiben. Die neue Drehbrücke ist von der Firma C. H. Jucho in Dortmund nach den Grundsätzen von Schwedler entworfen und in Abb. 8a bis d dargestellt. Die Drehung um den Königstuhl geschieht auf zwei Paar Stahlgußrädern und wird durch zwei Arbeiter von einem gemeinsamen Antrieb für beide Drehbrücken ausgeführt. Die Brücke lagert bei der Drehung und im ausgeschwenkten Zustande auf dem Königstuhl *a* und den vier Laufrädern *b*. Das Gleichgewicht ist durch ein Gegengewicht so hergestellt, daß der Schwerpunkt zwischen Laufräder und Königstuhl, und zwar näher dem letzteren zu liegen kommt und somit der Drehzapfen die Hauptlast zu tragen hat. Nach dem Einschwenken werden Laufräder und Königstuhl durch Anheben des langen Brückenarmes entlastet. Zu diesem Zweck greift das auf dem Pfeiler aufgebaute Exzenter *c* durch ein Hebelsystem unter der Mitte des Endquerträgers an. Die Brücke wird dadurch zunächst von den Laufrädern und dann vom Königstuhl abgehoben, bis die kurzen Hauptträgerenden auf festen Lagern *d* aufruhen. Bei dieser Lage werden Rollenpaare *e* unter die langen Hauptträgerenden geschoben und diese durch Herablassen des Exzenters auf die Rollen gebracht. In diesem geschlossenen Zustande hat die Drehbrücke eine Stützweite von 12,45 m.

Die Hauptträger sind Blechträger in 4,20 m Abstand. Die Fahrbahn ist wie bei den festen Überbauten: Querschwellen auf Längsträgern zwischen Querträgern. Über den Laufrädern und dem Königstuhl befinden sich aus konstruktiven Gründen Doppelquerträger. Das Gegengewicht ist in einem hinter den festen Auflagern befindlichen Blechkasten, sowie zwischen den Schwellen und Schienen hinter dem Königstuhl untergebracht.

Um die geschlossene Brücke befahren zu können, muß sie noch verriegelt und gesichert werden. Die Hauptverriegelung besteht aus zwei Bolzen *f* von 7 cm Durchmesser, die auf dem Pfeiler IV eine Führung *g* haben, durch die sie nach der Einschwenkung der Drehbrücke in einen mittels Konsolen *h* an den Endquerträgern angeschlossenen Hilfsträger *i* vorgeschoben werden. Außerdem sind für die Schienenverriegelung bei den Übergängen zu und von der Drehbrücke je zwei kräftige Laschen *k* vorhanden, die durch ein Hebelsystem an die Schienen angepreßt und von diesen weggezogen werden. Die Schienenverriegelung wird über dem Pfeiler IV gemeinsam mit der Hauptverriegelung durch eine Kurbel, über dem Pfeiler V durch einen Handhebel betätigt. Die Schienenenden sind zur Herabminderung der Stoßwirkungen auf lange Stahlplatten und diese auf eine dichte Lage von vier bis fünf Schwellen gesetzt.

Um die Sicherheit des Betriebes beim Befahren der Brücke zu gewährleisten, sind folgende Abhängigkeiten vorhanden:

1. Der Handhebel *l* für die Bewegung der Auflager ist mit einem Sperrhebel *m* derart verbunden, daß die Verriegelungswelle nicht betätigt werden kann, solange die Auflagerrollen nicht unter die Hauptträger gebracht sind. Durch diese Anordnung wird der Wärter gezwungen, die Auflager unter die Hauptträger zu schieben, bevor er verriegeln kann.

2. Durch eine an der Traverse des Exzenters befestigte Sperrvorrichtung *r*, die bei gehobenem Exzenter in eine auf der Verriegelungswelle angebrachte kreisförmige Scheibe *s* eingreift und erst bei vollständig gesenktem Exzenter aus dem Bereich dieser Scheibe herausgetreten ist, wird die Verriegelung verhindert, bevor das Exzenter gesenkt ist und die Hauptträger sich auf den Auflagern befinden.

3. Die Verriegelung kann nach dem Vorigen erst betätigt werden, wenn die Auflagerrollen unter die Hauptträger geschoben sind und das Exzenter gesenkt ist. Sie ist mit dem Stellwerk in der Weise verbunden, daß das Signal erst auf freie Fahrt gezogen werden kann, wenn die Brücke verriegelt ist. Umgekehrt kann die Brücke erst entriegelt werden,

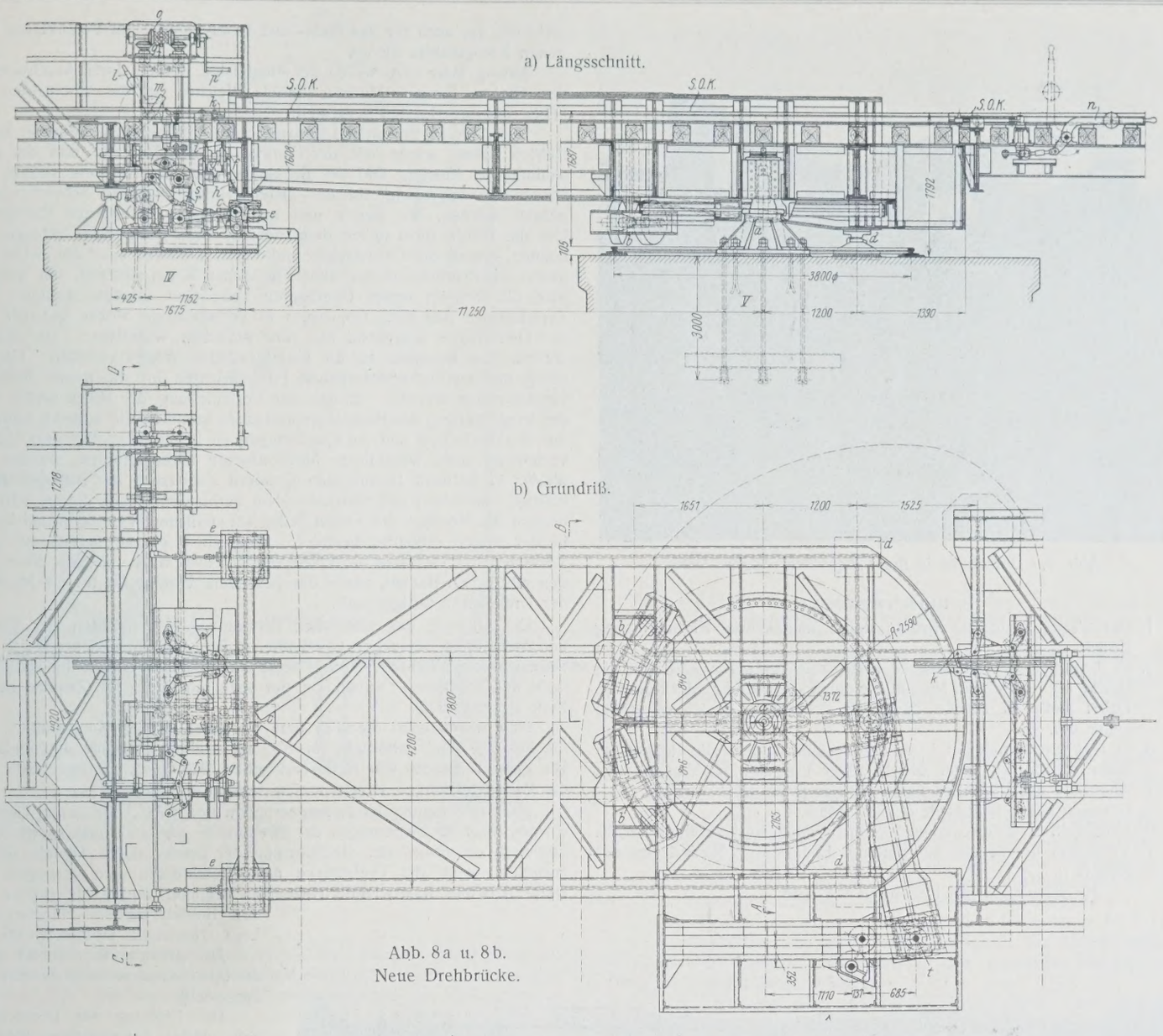


Abb. 8a u. 8b.
Neue Drehbrücke.

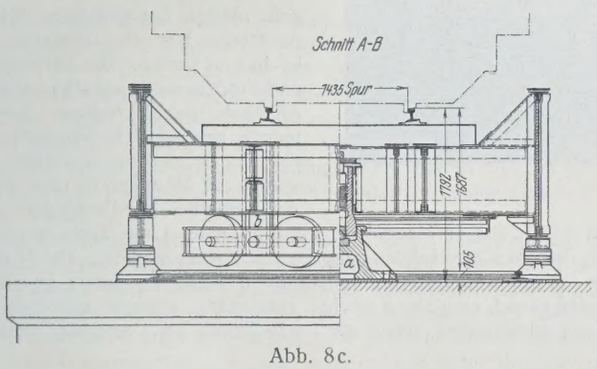


Abb. 8c.

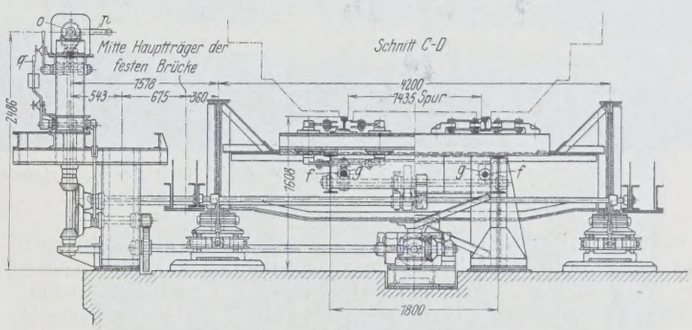


Abb. 8d.

wenn das Signal auf Halt steht und die Verriegelung vom Stellwerk aus freigegeben wird.

Das Gewicht der Drehbrücke beträgt:

rd. 24 t hochwertigen Baustahl St 48,
1,7 t Auflagerteile,
16,8 t Maschinenteile,
42,8 t gußeisernes Gegengewicht.

Bedienung der Bewegungseinrichtungen durch den Brückenwärter.

A. Ausschwenken.

1. Nachdem vom Stellwerk die hintere Verriegelung freigegeben ist, löst der Wärter durch Hochlegen des Hebels *n* die Verriegelung am hinteren Brückenende und begibt sich zu dem auf der anderen Seite liegenden Kurbelantrieb *o*.
2. Durch Drehen der Kurbel *p* entriegelt er die Brücke an dieser Seite, und zwar ist die Verriegelung vollständig gelöst, wenn er einen Anschlag beim Drehen spürt.
3. Er legt den Schalthebel *q* um und schaltet damit unter gleichzeitigem Sichern der Verriegelungswelle das Getriebe zur Exzenterbewegung ein.
4. Durch Rechtsdrehen der Kurbel *p* bis zu einem Widerstande hebt er das vordere Brückenende um 10 mm.
5. Durch Umlegen des Handhebels *l* entfernt er die Auflager *e* unter der Brücke, und
6. senkt nun durch Linksdrehen der Kurbel das Exzenter in die tiefste Lage zurück, wodurch die Brücke kippt und sich auf Laufrollen und Königstuhl aufsetzt.

Die Brücke ist drehbereit.

7. Der Wärter begibt sich zum Drehwerkantrieb *t* und schwenkt die Brücke um 90° durch Kurbeldrehung aus.

Abb. 9. Durchblick in der Längsachse (August 1926).

B. Einschwenken.

1. Der Wärter dreht die Brücke durch umgekehrte Kurbeldrehung zurück.
2. Er begibt sich zum anderen Ende zum Antrieb *o* und hebt die Brücke bis 10 mm über Normallage durch Rechtsdrehen der Kurbel *p*. Dabei stellt die Brücke durch die Zentrierung *s* sich selbsttätig genau ein.
3. Er legt den Handhebel *l* um und schiebt dadurch die Rollenlager unter die Brücke unter gleichzeitiger Freigabe der Verriegelung.
4. Absenken des Exzenters durch Linksdrehung der Kurbel *p*.
5. Umlegen des Schalthebels *q* nach rechts.
6. Verriegeln der Brücke am vorderen Arm durch Kurbeldrehung rechts.
7. Verriegeln der Brücke am hinteren Ende durch Niederlegen des Hebels *n*.

Die Brücke kann befahren werden.

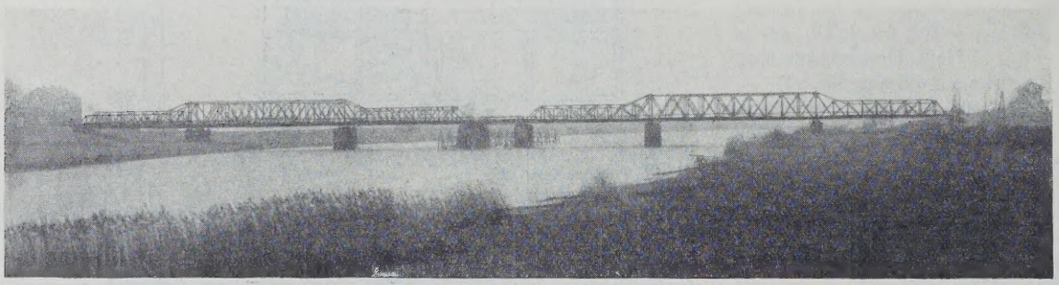


Abb. 10. Brückenbild nach der Inbetriebnahme.

Bauvorgang.

Die festen Überbauten wurden in zwei Abschnitten bei zweimaliger Verwendung des Gerüstes, Kranes usw. montiert. Die Drehbrücke mußte im ausgeschwenkten Zustande aufgestellt werden, um die Durchfahrt freizulassen. Es wurde hierfür ein kleines Pfahlgerüst vor dem Drehpfeiler *V* errichtet, das auch für das Stein- und Betonmaterial zur Verankerung des neuen Königstuhles diente.

Anfang März 1926 wurde der eingleisige Betrieb durch Anschwenken des Gleises Emden—Münster mittels Weichen an die Überbauten im Gleis Münster—Emden hergestellt.

Nachdem so die alten Überbauten im Gleis Emden—Münster außer Betrieb waren, wurde mit der Einrichtung der Baustelle und der Aufstellung der Rüstung und des Bockkranes für das Tragwerk südlich der Drehbrücke begonnen. In der ersten Öffnung konnten Schwellenjoche gesetzt werden, die zweite und dritte Öffnung erforderten Pfahljoche. Um die Pfähle dicht neben dem inneren, alten Hauptträger schlagen zu können, erhielt die Gerüstachse und damit zunächst auch die Achse der neuen Überbauten von der alten Gleisachse 50 cm Abstand, um welches Maß die fertigen neuen Überbauten verschoben werden mußten. Das Zerschneiden des alten Überbaues in verladefähige Stücke geschah von der Drehbrücke ausgehend bis zum südlichen Widerlager. Die Stücke wurden vom Bockkran auf die bereitgestellten Wagen verladen. Gleichzeitig mußten die erforderlichen Pfeilerarbeiten für die neuen Auflager vorgenommen werden. Infolge der Verschiebung der Brückenachse und der Vergrößerung des Hauptträgerabstandes kommen die äußeren Auflager auf den Pfeilerkopf und auf Quaderfugen zu liegen. Um eine gute Druckverteilung ohne wesentliche Mauerarbeiten herbeizuführen, wurden die hierfür in Betracht kommenden Quadern beiderseits der Auflager durch kräftige Flacheisen und Steinschrauben verbunden. Nach diesen Arbeiten begann die Montage des ersten Teiles am südlichen Widerlager und wurde in der ersten Julihälfte beendet. Inzwischen konnte bereits mit dem Versetzen des Gerüstes begonnen werden, und Mitte Juli war dieses für den nördlichen Bauteil, sowie das besondere Pfahlgerüst für die Montage der Drehbrücke fertiggestellt.

Der Abbruch des nördlichen Brückenzuges, Herrichten der Pfeiler und Aufstellung der neuen Überbauten vollzog sich in gleicher Weise wie beim südlichen Bauteil. Abb. 9 zeigt einen Durchblick von der südlichen nach der nördlichen Gruppe, an der noch montiert wird (Zustand gegen Ende August 1926).

Nun wurde auch die 3 m tiefe Verankerung des Königstuhles und die Montage der Drehbrücke im ausgeschwenkten Zustande durchgeführt. Die gesamte Brücke war Mitte November 1926 so weit fertiggestellt, daß die Probebelastungen vorgenommen werden konnten.

Nach Beendigung der Montagearbeiten und nach Abbruch der Gerüste wurden noch die Sicherungen der Drehbrücke durch Verbindung mit dem Stellwerk eingebaut, um die Sperrung der Brücke durch Signale sicherzustellen, wenn die Drehbrücke nicht geschlossen und verriegelt ist. Diese Arbeiten waren Mitte Dezember beendet, worauf die Brücke für den Betrieb Emden—Münster und Leer—Neuschanz eröffnet wurde.

Das gesamte Brückenbild nach der Inbetriebnahme ist in der Abb. 10 dargestellt.

Die Drehung der Drehbrücke geht infolge der günstigen Schwerpunktlage bei der Drehung sehr leicht von statten. Die Verriegelung und Entriegelung, vor allem aber das Anheben des Exzenters, bereiten jedoch gewisse Schwierigkeiten, so daß die rechnerisch ermittelte Zeit von sechs Minuten für das Öffnen und Schließen der Drehbrücke überschritten wird. Dieser Mangel ist wohl in erster Linie darin begründet, daß zum Anheben ein Hubdaumen (Exzenter) verwendet ist. Die Kraftverhältnisse scheinen bei dieser Konstruktion nicht besonders günstig zu sein, so daß es sich empfehlen möchte, eine andere schneller wirkende Hubvorrichtung anzuwenden, wenn nur kurze Zeiten zur Verfügung stehen.

Alle Rechte vorbehalten.

Über Tiefsenkungen des Grundwasserspiegels.

Von Regierungsbaumeister a. D. **Willy Sichardt,** Oberingenieur der Siemens-Bauunion, Berlin.

(Schluß aus Heft 49.)

b) Die Grundwasserabsenkung bei dem Umbau der Staatsoper zu Berlin, Unter den Linden.

Bei dieser Bauausführung war u. a. die Aufgabe zu lösen, für eine Tiefbühnenanlage einen um rd. 10 m unter den natürlichen Grundwasserspiegel hinabreichenden Eisenbetontrog unter Erhaltung des bestehenden Bühnenhausaufbaues herzustellen. Für die Gründungsarbeiten war eine Absenkung des Grundwasserspiegels um rd. 11 m erforderlich. Es war auch hier nicht möglich, bei der für die Ausführung gewählten dreistaffeligen Absenkungsanlage den Einbau der Staffeln, dem Bodenaushub nachfolgend, in offener Baugrube vorzunehmen. Bevor nicht die alten Fundamente des Bühnenhauses, die ursprünglich nur bis zum gewöhnlichen Grundwasserspiegel hinabgeführt waren, durch eine entsprechende Unterfangung bis zur künftigen Bausohle tiefer geführt waren (Abb. 20), war es unmöglich, mit dem eigentlichen Ausschachten zu beginnen, da sonst durch die Bodenentnahme das bestehende Bauwerk in seiner Standsicherheit bedroht worden wäre. Die Unterfangungsarbeiten mußten daher zuerst ausgeführt werden, und es war nötig, die Grundwasserabsenkung schon vor Beginn der eigentlichen Erd- und Tiefbauarbeiten durchzuführen.

Die erste Staffel konnte nach Freilegung der Baugrube bis zum alten Grundwasserspiegel ohne weiteres eingebaut werden. Sodann wurde für

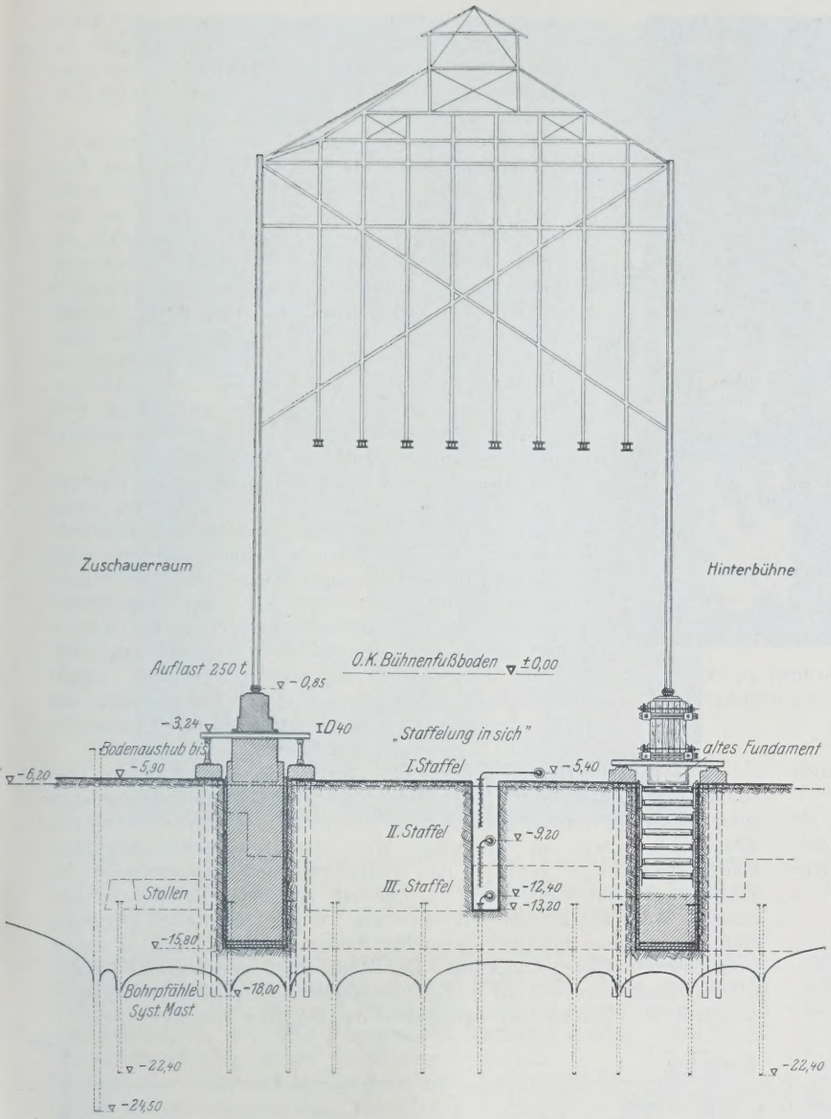


Abb. 20. Die Grundwasserabsenkung bei der Erweiterung der Staatsoper zu Berlin, Unter den Linden. Querschnitt durch die Baugrube. Bauzustand während der Unterfangung der 4-Pfeilerfundamente des Bühnenhauses.

die zweite und dritte Staffel ein System von kanalmäßig unter Zuhilfenahme gerammter I-Träger ausgesteiften Schlitzen angeordnet. In diese Schlitze, die in ihrer Grundrißanordnung die zu unterfangenden Pfeiler umschlossen (Abb. 21), wurde die zweite Staffel und unter deren Schutz die dritte Staffel eingebaut, wobei die Brunnen in weitgehendem Maße in sich gestaffelt wurden (vergl. auch Abb. 22 u. 23). Es gelang auf diese Weise, die Spiegelsenkung zu erreichen, ohne daß in der Umgebung der abzufangenden Pfeiler der gewachsene Boden in seiner natürlichen Lage gestört wurde.

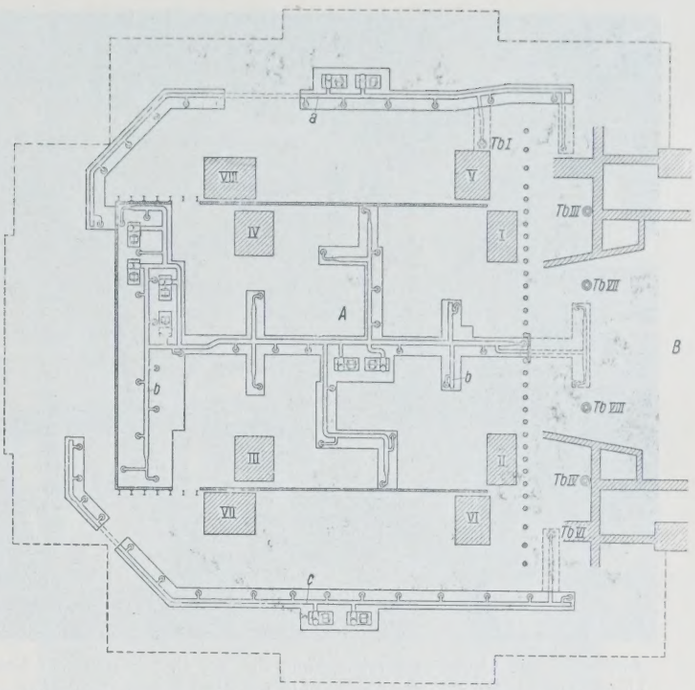
Die Absenkung hätte im vorliegenden Falle bei Anwendung der Tiefbrunnensenkung vereinfacht werden können. Bei Beginn der Bauarbeiten lagen indessen noch keine abschließenden Erfahrungen über die Betriebssicherheit von Tiefbrunnenpumpen im Dauerbetriebe auf der Baustelle vor, so daß davon abgesehen wurde, die gesamte Absenkungsanlage mit Tiefbrunnen auszustatten. Dagegen wurden, wie unter IIIc) gezeigt wird, Tiefbrunnen mit Erfolg zur Ergänzung der Staffelanlage herangezogen.

Den beiden vorbeschriebenen Anlagen für den Schachtbau Senftenberg und den Umbau der Staatsoper in Berlin ist gemeinsam, daß es durch die angewandten neuen Anordnungen gelang, die gesamte Absenkung durch Staffelung zu erreichen, ohne daß es nötig war, für den Einbau der Staffeln die gesamte Baugrube auszuschachten. Die Staffelsenkung ist daher wohl imstande, auch in schwierigen Fällen das Absenkungsziel zu erreichen.

c) Die Tiefbrunnensenkung unter Verwendung elektrisch betriebener Tiefbrunnenpumpen.

α) Versuche der Siemens-Bauunion G. m. b. H. Kommanditgesellschaft.

Die Anwendung von Tiefbrunnen bei der Spreeuntertunnelung an der Inselbrücke und bei dem Bau der Schöneberger Untergrundbahn hatte erwiesen, daß die Tiefbrunnensenkung gegenüber der Staffelsenkung



Tb III und *Tb* VII = Elmotiefbrunnenpumpe der SSW, *Tb* VIII = Tauchmotorpumpe der SSW, *Tb* IV = Bekatiefbrunnenpumpe, *a* = Zwischenstaffel West, *b* = III. Staffel, *c* = Zwischenstaffel Ost, *A* = Bühnenhaus, *B* = Zuschauerraum.

Abb. 21. Die Grundwasserabsenkung bei der Erweiterung der Staatsoper zu Berlin, Unter den Linden. Grundriß mit Darstellung der zur Aufnahme der zweiten und dritten Grundwasserabsenkungsstaffel angeordneten Schlitze.

eine Reihe von Vorzügen hat, die in vielen Fällen die Erreichung tiefer Absenkungen erleichtern, beschleunigen und verbilligen können. Diese Vorzüge sind hauptsächlich folgende:

1. Freihaltung der Baugrube von der Wasserhaltungseinrichtung;
2. stetiger Fortgang der Bauarbeiten in der Baugrube ohne Behinderung durch den Ein- und Ausbau der Wasserhaltungseinrichtung, durch Umbau, Instandhaltungsarbeiten und sonstige laufende Arbeiten während der Bauzeit;
3. Beschleunigung der Absenkung durch Vermeidung der bei der Staffelsenkung eintretenden Pausen in der Niederzwingung des Grundwasserspiegels bei dem jeweiligen Übergang zur nächst tieferen Staffel;
4. Erzielung einer großen Betriebssicherheit ohne ständiges Bereithalten unbenutzter Reservemaschinen;
5. Ersparnis an Montage- und Bohrarbeiten.

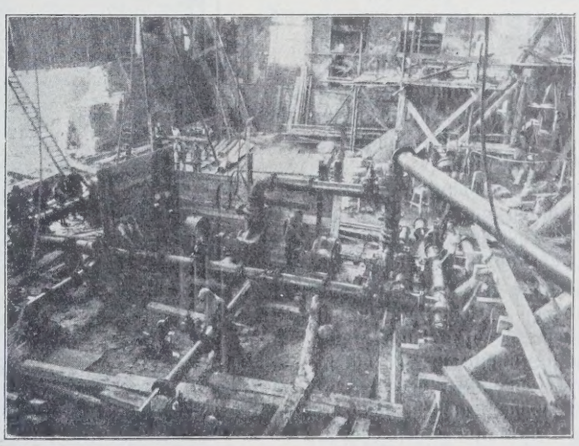


Abb. 22. Die Grundwasserabsenkung bei der Erweiterung der Staatsoper zu Berlin, Unter den Linden. Montage der I. Staffel.

Auf Grund der Erfahrungen an der Inselbrücke und bei der Schöneberger Untergrundbahn erblickte die Elektrische Bahnabteilung der Siemens & Halske A.-G. in der Schaffung einer leistungsfähigen, betriebssicheren, für den Tiefbrunnenbetrieb geeigneten Pumpe die Grundbedingung für einen endgültigen Erfolg der Tiefbrunnensenkung. Die weiteren Versuche der Elektrischen Bahnabteilung, die später von der

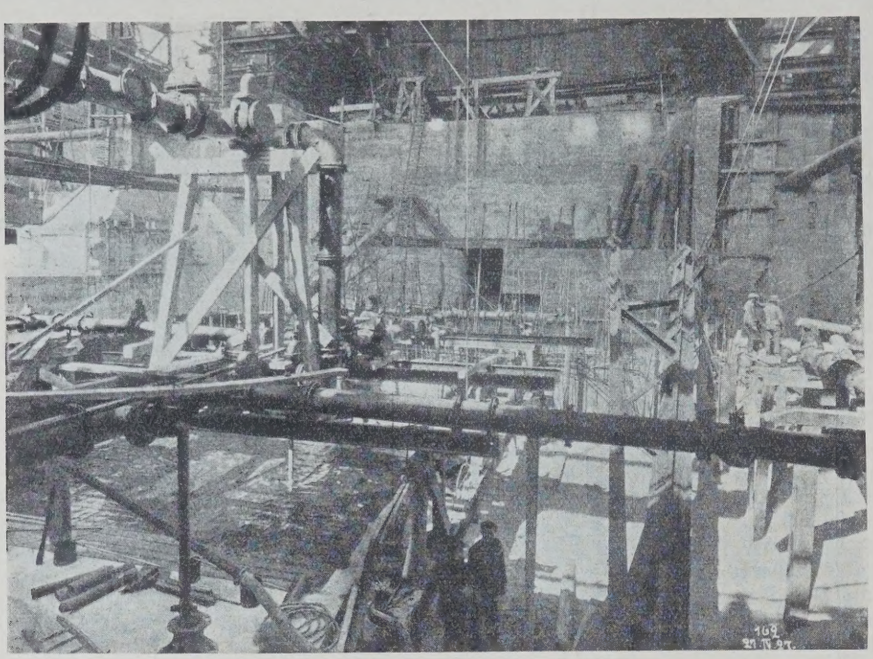
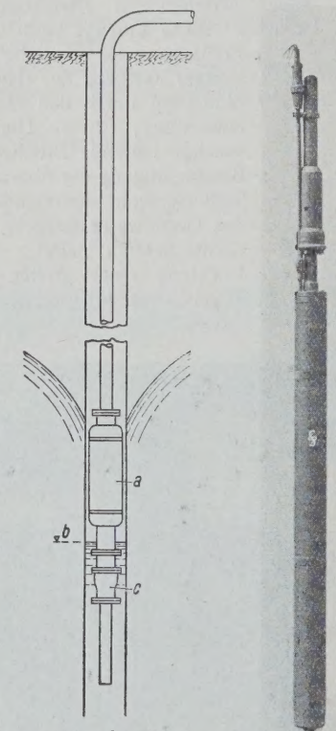


Abb. 23. Die Grundwasserabsenkung bei der Erweiterung der Staatsoper zu Berlin, Unter den Linden. Einbau der Sohle für die künftige Tiefbühne unter dem Schutze der III. Grundwasserabsenkungsstaffel.

Siemens-Bauunion fortgeführt wurden, richteten sich daher vornehmlich auf die Lösung der Pumpenfrage.

Bei den Vorzügen, die die elektrisch betriebene Kreiselpumpe für die Grundwasserabsenkung mit ihrem gleichmäßigen Dauerbetrieb aufzuweisen hat, lag es nahe, die Kreiselpumpe auch für die Tiefbrunnensenkung nutzbar zu machen.

Mit einer solchen Pumpenbauart, der Bekapumpe der Firma Bekawerk G. m. b. H., Taucha Bez. Leipzig, wurden zahlreiche Versuche auf dem eigenen Versuchsstand Berlin-Siemensstadt vorgenommen. Das Ergebnis dieser durch mehrere Jahre fortgeführten Versuche kann dahin zusammengefaßt werden, daß diese Tiefbrunnenpumpe trotz der Vorzüge, die sie hinsichtlich guter Überwachung des Motors und eines guten Wirkungsgrades hat, für Bauzwecke in größerem Umfange weniger geeignet ist als beispielsweise für Wasserversorgungszwecke, da im Baubetrieb die erforderliche genaue Lagerung der langen durchgehenden Welle zwischen Motor und Pumpe in dem engen, mitunter auch gekrümmten Brunnenrohr schwer durchzuführen und die Betriebssicherheit zu sehr von Zufälligkeiten bei der Montage abhängig ist.



a = Motor, b = Wasserstand im Brunnen, c = Pumpe.

Abb. 24. Die Elmo-Tiefbrunnenpumpe der Siemens-Schuckertwerke.

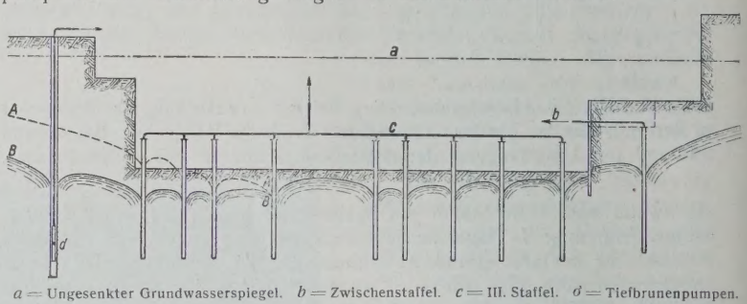
Abb. 25. Tauchmotorpumpe der Siemens-Schuckertwerke für Ölförderung.

Die mit der langen Welle verbundenen Nachteile wurden vermieden, als es gelang, Motor und Pumpe unmittelbar zu einem geschlossenen Maschinensatz zusammenzubauen, der als Ganzes an der Druckleitung hängend in den Brunnen abgesenkt wird. Eine derartige Tiefbrunnenpumpe wurde von der Siemens-Bauunion gemeinsam mit dem Elmo-Werk der Siemens-Schuckertwerke entwickelt. Die grundsätzliche Ausbildung dieses als Elmo-Tiefbrunnenpumpe bezeichneten Pumpensatzes ist in Abb. 24 dargestellt. Der Motor ist über der Pumpe angeordnet, die als Zentrifugalpumpe ausgeführt ist und eine Saughöhe von 3 bis 4 m überwinden kann. Auf Grund einer größeren Zahl von Versuchen wurde eine Reihe von Verbesserungen vorgenommen, von denen die Anordnung einer Taucherglocke die wichtigste ist. Die verbesserte Bauart hat ihre Betriebssicherheit und Eignung für den Baustellenbetrieb sowohl auf dem Versuchsstand als auch auf der Baustelle erwiesen.

Nebenher gingen Versuche mit der Redapumpe, einer russischen Konstruktion, die gleichfalls mit dem Motor durch eine senkrechte Welle verbunden ist, wobei jedoch die Pumpe über dem Motor angeordnet ist. Bei den praktischen Versuchen zeigte sich anfänglich ein Mißerfolg, da die Abdichtung des ganz in Öl laufenden Motors versagte. Schließlich gelang es in gemeinsamer Arbeit mit der Lieferantin, die Abdichtung dadurch sicherzustellen, daß die Ölfüllung des Motors unter dauerndem Überdruck gegenüber dem Wasserdruck an der Motorstopfbüchse zwischen Motor und Pumpe gehalten wird. Die hierzu nötige Druckvorrichtung wird über Tage aufgestellt und durch eine besondere Gummischlauchleitung mit dem Motor verbunden.

Zu erwähnen sind ferner Versuche mit der Hydrokreiselpumpe der Brodnitz & Seydel A.-G. Bei dieser Konstruktion wird die in den Brunnen abzusenkende Förderpumpe, die als Sekundärpumpe bezeichnet wird, von einer Wasserturbine angetrieben. Das erforderliche Druckwasser wird durch einen über Tage aufgestellten Pumpensatz, die Primäranlage, erzeugt und der Wasserturbine durch eine besondere Rohrleitung zugeführt. Die Hydrokreiselpumpe ist sehr betriebssicher, eignet sich aber wegen ihres ungünstigen Wirkungsgrades und wegen der umständlichen, kostspieligen Betriebsanordnung nicht für den Baustellenbetrieb.

Das neueste Tiefpumpenaggregat, dessen Erprobung für die Tiefsenkung des Grundwasserspiegels sich die Siemens-Bauunion angelegen sein läßt, ist die Tauchmotorpumpe der Siemens-Schuckertwerke Abb. 25).[7] Diese im Nürnberger Werk der Siemens-Schuckertwerke konstruierte Pumpe verdankt ihre Entstehung den Bestrebungen der Siemens-Schuckertwerke, die Erdölförderung aus tiefen Sonden zu verbessern. Auch bei diesem Tiefpumpensatz ist ein gekapselter stehender Motor unmittelbar mit einer stehenden Pumpe gekuppelt und zu einem geschlossenen Aggregat vereinigt. Der Motor steht unterhalb der Pumpe. Die Tauchmotorpumpe wird in gleicher Weise wie die Elmo-Tiefbrunnenpumpe an der Druckleitung hängend in das Bohrloch versenkt.



a = Ungesenkter Grundwasserspiegel. b = Zwischenstaffel. c = III. Staffel. d = Tiefbrunenpumpen.

Abb. 26. Die Grundwasserabsenkung bei der Erweiterung der Staatsoper zu Berlin, Unter den Linden. Längenschnitt durch die Baugrube mit Darstellung der Wirkung der Tiefbrunnen.

Die ersten gemeinsam mit den Siemens-Schuckertwerken ausgeführten Versuche auf dem Versuchsstand in Siemensstadt zur Förderung von Wasser bezweckten, neben der Erprobung der Leistungsfähigkeit und Betriebssicherheit auch die geeignetste Pumpe für den Tiefbaubetrieb und eine einwandfreie, den Wasserzutritt sicher verhindernde Stromzuführung ausfindig zu machen. Die Tauchmotorpumpe hat für die Wasserförderung aus engen und tiefen Filterbrunnen und damit für die Tiefsenkung des Grundwasserspiegels besondere Vorzüge. Als solche sind zu nennen die selbsttätige Sicherung des Motors gegen eindringende Feuchtigkeit, die insbesondere über Tage aufgestellte Einrichtungen entbehrlich macht, ferner das geringe Gewicht und die leichte Transportfähigkeit.

β) Elektrisch betriebene Tiefbrunnenpumpen im Baustellenbetrieb.

Eine geeignete Gelegenheit, die mit Tiefbrunnen und Tiefbrunnenpumpen auf dem Versuchsstand gewonnenen Erfahrungen in der Praxis anzuwenden, bot sich gelegentlich der Durchführung der bereits erwähnten Grundwasserabsenkung bei dem Umbau der Staatsoper zu Berlin. Die Anordnung der oben näher beschriebenen Schlitze zur Unterbringung der Staffelsenkungsanlage machte nämlich auf der nach dem Zuschauerraum

[7]) L. Steiner, Die Förderung von Flüssigkeiten aus Bohrlöchern unter Berücksichtigung des SSW.-Tauchmotors. Siemens-Zeitschrift, März 1927.

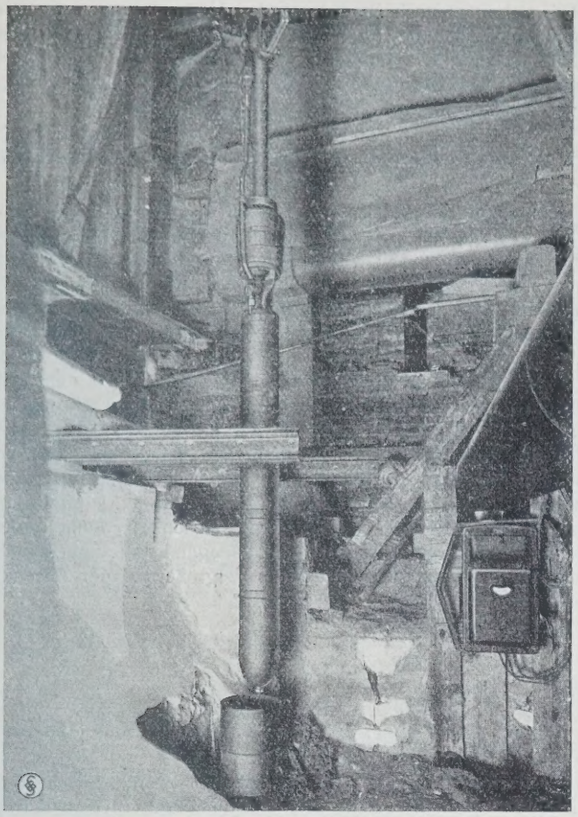


Abb. 27. Die Grundwasserabsenkung bei der Erweiterung der Staatsoper zu Berlin, Unter den Linden. Tauchmotorpumpe der Siemens-Schuckertwerke fertig zum Einbau in den Tiefbrunnen Tb III.

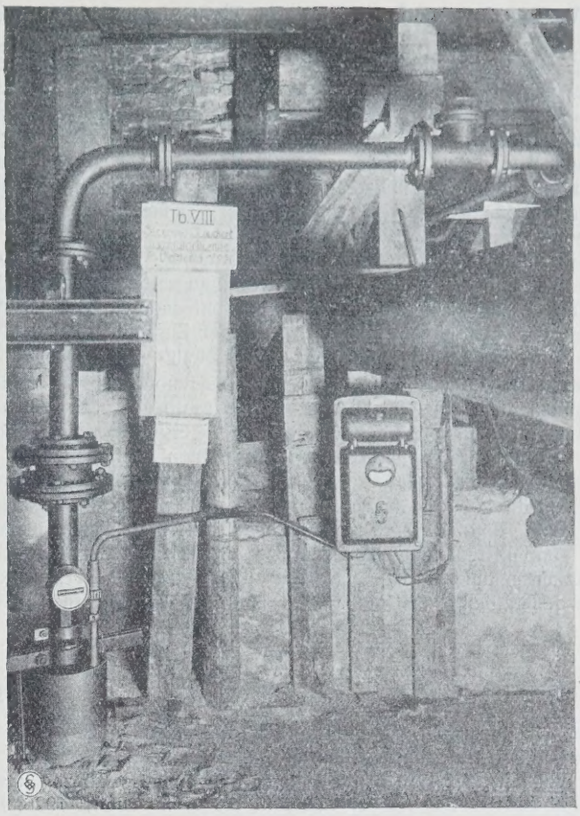


Abb. 28. Die Grundwasserabsenkung bei der Erweiterung der Staatsoper zu Berlin, Unter den Linden. Tiefbrunnen Tb VIII, ausgerüstet mit einer Tauchmotorpumpe der Siemens-Schuckertwerke.

gelegenen Seite der Baugrube Schwierigkeiten. Zur Ergänzung der Staffelsenkungsanlage wurden daher auf dieser Seite sechs Stück Tiefbrunnen (Tb I, III, VII, VIII, IV u. VI, vergl. auch Abb. 21) vom Orchesterraum aus gebohrt, die mit Tiefbrunnenpumpen betrieben werden. Abb. 26 erläutert die Wirkung dieser Tiefbrunnenanlage. Die Staffelsenkungsanlage allein senkt den Grundwasserspiegel unter dem Orchesterraum und an den benachbarten Bühnenhauspfeilern gemäß der eingetragenen Absenkungskurve *A—A* ab. Durch die Wirkung der Tiefbrunnen wurde die Absenkung der in Rede stehenden Seite der Baugrube nach dem Zuschauerraum zu bis zur Absenkungskurve *B—B* erweitert. Der beabsichtigte Zweck, nämlich die Vermeidung der hier besonders kostspieligen Unterfahrung des bestehen bleibenden Gebäudeteiles (Orchesterraum, Zuschauerraum) durch Schlitze zur Aufnahme von Staffeln, wurde voll erreicht.

Die Tiefbrunnen wurden nacheinander entsprechend dem Baufortschritt in Betrieb genommen. Zwei von ihnen, die Brunnen Tb I und VI, wurden nachträglich an die Staffelanlage angeschlossen.

Zum Betrieb der Tiefbrunnen dienten zwei Elmo-Tiefbrunnenpumpen, eine Bekapumpe und eine Tauchmotorpumpe der SSW. Mit Rücksicht auf die baulichen Maßnahmen waren mehrfache Umbauten der Pumpen nötig, die nur geringe Zeit beanspruchten. Bis Anfang April 1927 wurde mit der Elmo-Tiefbrunnenpumpe eine ununterbrochene Betriebszeit bis zu 7 Monaten erreicht. Die Tauchmotorpumpe war nahezu 2 Monate in ununterbrochenem Betrieb (Abb. 27 u. 28). Sie wurde, da ohnehin mit dem Fortschreiten der Bauarbeiten nicht mehr alle Tiefbrunnen benötigt wurden, ausgebaut. Nach Vornahme einiger Abänderungen wird sie einem weiteren Dauerbetrieb auf dem Versuchsstand in Siemensstadt unterzogen werden.

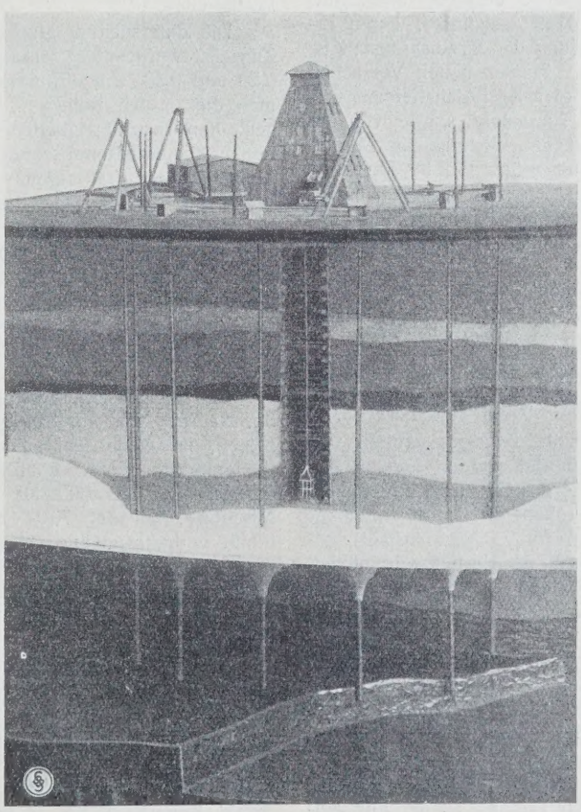


Abb. 29. Verfahren der Siemens-Bauunion zur Abteufung von Schächten in grundwasserführendem Gebirge mit Hilfe von Tiefbrunnen, die mit Tauchmotorpumpen ausgerüstet sind.

Die Verwendung der Elmo-Tiefbrunnenpumpe und der Tauchmotorpumpe der SSW bei der Grundwasserabsenkung auf der Baustelle Staatsoperumbau stellt die erstmalige praktische Anwendung elektrisch betriebener Tiefbrunnenpumpen dar, bei denen Motor und Pumpe als geschlossenes, an der Druckleitung hängendes Aggregat in das Brunneninnere bis zum Wasserspiegel bezw. unter diesen versenkt werden.[8]) Diese Anwendung hat gezeigt:

1. daß derartige Tiefbrunnenpumpen leicht zu überwachen sind,
2. daß die hinsichtlich der größeren Betriebssicherheit auf den Einzelantrieb jedes Brunnens gesetzten Hoffnungen berechtigt sind,
3. daß solche Pumpen auch bei sehr beschränkten Raumverhältnissen eingebaut werden können,
4. daß durch die Tiefbrunnenanlage bei beschränkten Raumverhältnissen kostspielige und schwer auszuführende Hilfsbaugruben für die Wasserhaltung vermieden werden können.

[8]) Zurzeit wird für den Bau des Untergrundbahn-Umformerwerks Alexanderplatz in Berlin von der Siemens-Bauunion eine Grundwasserabsenkung durchgeführt, bei der ausschließlich mit Elmo-Tiefbrunnenpumpen ausgerüstete Tiefbrunnen angewandt werden. Über diese bemerkenswerte Ausführung, die einen weiteren Fortschritt der Tiefbrunnensenkung darstellt, soll demnächst in einem besonderen Aufsatze berichtet werden.

IV. Das Anwendungsgebiet der Tiefbrunnensenkung mit Tauchmotorpumpen.

Für die Weiterentwicklung der Tiefbrunnensenkung stellt die Tiefbrunnenanlage beim Staatsoperumbau einen wichtigen Schritt dar. Ähnliche Tiefbauaufgaben, die eine Grundwasserabsenkung im Bereiche vorhandener Gebäude erfordern, kommen immer wieder vor. Der Bau von Untergrundbahnen in engen Straßen, die Unterfangung bestehender Gebäude, die Unterfahrung von Flußläufen durch Untergrundbahnen, der Bau von Kanälen des städtischen Kanalisationsnetzes, Tiefkellereinbauten bei vorhandenen Gebäuden, alle diese Aufgaben werden, sofern sie unter Grundwasserabsenkung gelöst werden müssen, durch die Anwendung von Tiefbrunnen wesentlich erleichtert. Bei Unterfangungsarbeiten im Grundwasser wird überdies die Sicherheit der Arbeit erhöht dadurch, daß bei der Anwendung von Tiefbrunnen Erdarbeiten, die den Zusammenhalt des Bodens in der Nähe des zu unterfangenden Gebäudeteiles stören, wegfallen.

Große Bedeutung kommt den mit Tauchmotorpumpen betriebenen Tiefbrunnen auch auf dem Gebiete des Schachtbaues (Abb. 29) zu, insbesondere im Braunkohlenbergbau, wo die zu erschließenden Kohlenflöze häufig von stark wasserführenden Bodenschichten überlagert sind.

Die Kosten einer Staffelsenkungsanlage nehmen mit der Tiefe der Absenkung in höherem Maße zu als die einer Absenkungsanlage mit Tiefbrunnen. Von einer gewissen Absenkungstiefe ab, die in jedem Falle durch Vergleichsrechnungen bestimmt werden muß, wird deshalb die Tiefbrunnensenkung auch dann, wenn keine besonderen Erschwernisse ähnlich denen beim Staatsoperumbau auftreten, wirtschaftlich überlegen sein. Die sicherlich noch zu erwartenden Verbesserungen an den Tauchmotorpumpen werden bewirken, daß die Absenkungstiefe, von der ab die Tiefbrunnensenkung vorteilhafter ist, sich vermindern wird, so daß das Anwendungsgebiet der Tiefbrunnensenkung mit Hilfe von Tauchmotorpumpen einen ansehnlichen Umfang annehmen dürfte.

V. Die Möglichkeit tiefer Absenkungen in hydrologischer Beziehung.

Sofern Untergrundverhältnisse vorliegen, die die Anwendung von Rohrbrunnen erlauben, d. h. wenn sich der Untergrund aus Sand- oder Kiesschichten zusammensetzt, kann der Grundwasserspiegel beliebig abgesenkt werden. Mit einem einzelnen Brunnen kann freilich nur eine beschränkte Absenkung erreicht werden. Je tiefer nämlich die Absenkung beim Einzelbrunnen getrieben wird, desto kleiner wird die Filtereintrittsfläche, während der Wasserandrang sowie die Eintrittsgeschwindigkeit stark zunehmen. Durch Hinzufügen weiterer Brunnen besteht jedoch die Möglichkeit, die Filtereintrittsfläche entsprechend dem wachsenden Wasserandrang so zu vergrößern, daß die Grundwassergeschwindigkeit auch beim Eintritt in die Brunnen das zulässige Höchstmaß, das von dem Bodendurchlässigkeitswert abhängig ist, nicht übersteigt. Es findet also bei zutreffender Wahl der Brunnenkonstruktion und bei richtiger Bemessung der Brunnenzahl bei dem Tieftreiben der Absenkung keine zunehmende Zuspitzung des Absenkungstrichters statt, dagegen ist mit einer zunehmenden Vergrößerung der Reichweite und einer Vergrößerung der Absenkungszeit zu rechnen.

Alle Rechte vorbehalten.

Thuramentbeton.

Bei den Versuchen zur Ermittlung der brauchbarsten Betonmischungen für den Bau der Andertener Schleusen sind als Zementersatz bezw. Zementzusatz Linkkalk und Traß in die Untersuchungen mit einbezogen worden. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in der „Bautechnik“ 1926, Heft 13 u. 14, veröffentlicht. Nach Abschluß der Versuche wurde von der Sächsisch-Thüringischen Portlandzementfabrik Thuringia in Göschwitz (Saale) ein Mörtelbildner „Thurament“ angeboten, der nach Angabe des Herstellers in den üblichen Betonmischungen den Zement bis zu 75 % ersetzen könne, ohne die Festigkeiten der Mischung erheblich zu beeinträchtigen.[1]) Da Thurament sehr viel billiger ist als Zement (25 R.-M./t ab Werk), wäre damit die Möglichkeit einer erheblichen Verbilligung des Betons gegeben.

Zur Nachprüfung dieser Angaben wurden in der Betonprüfstelle der Streckenbauleitung Anderten einige vergleichende Versuche unter Mitverwendung von Thurament, Linkkalk und Traß ausgeführt, deren Ergebnisse hier mitgeteilt werden. Die Einrichtung der Versuchsanstalt ist in dem oben erwähnten Aufsatze angegeben. Zu den neuen Versuchen wurde Kies, Zement, Linkkalk und Traß von gleicher Beschaffenheit verwendet wie zu den Hauptversuchen. Der Thurament wurde von der Herstellerin in Säcken bezogen. Er ist ein traßähnlich gemahlener Mörtelstoff, der mit Wasser angemacht keine Bindekraft zeigt. Erst bei Mischung des Thuramentes mit Kalk oder Portlandzement entwickeln sich Abbindevorgänge. Kalkarme Portlandzemente und Hochofenzemente dürfen nicht mit Thurament verwendet werden, da ihnen der erforderliche Kalküberschuß fehlt.

Nach chemischer Analyse enthielt Thurament: Glühverluste 5,94 %, Kieselsäure $Si\,O_2$ 28,81 %, Eisen-Tonerde $Fe_2\,O_3 + Al_2\,O_3$ 17,55 %, Kalk $Ca\,O$ 40,33 %, Magnesia $Mg\,O$ 5 %, Schwefelsäure $S\,O_3$ 2,15 %.

Das Raumgewicht betrug eingerüttelt 1,33. Der Hohlraumgehalt entspricht dem des Zementes mit 52 %. Bei der Prüfung auf Mahlfeinheit ergaben sich 2,5 % Rückstände auf dem 900er Maschensiebe.

Die Versuche erstreckten sich nur auf die Druckfestigkeiten von Würfeln mit 20 cm Kantenlänge. Die Bindemittel wurden vorweg von Hand so lange gemischt und durchgesiebt, bis das Gemenge eine gleichmäßige Farbe angenommen hatte. Der Probebeton wurde in einer kleinen Handmischmaschine (Bauart Dr. Gaspary, Markranstädt) gemischt, wobei sich durch die gleichmäßige Anzahl der Kurbelumdrehungen ein genau gleicher Durchschnittsgrad aller Proben erreichen ließ. Der Wasserzusatz betrug 13 Raumprozente. Alle Proben wiesen dabei weiche Konsistenz auf.

Da sich bei den umfassenden Versuchen für die Wahl des Schleusenbetons gezeigt hatte, daß die Art der Lagerung der Proben, insbesondere der Grad der Feuchthaltung ausschlaggebend für die erzielten Festigkeiten war, wurden die neuen Probewürfel ebenfalls verschiedenen Lagerungsverhältnissen unterworfen, und zwar:

a) der feuchten Lagerung, bei der die Würfel im Keller zunächst 14 Tage unter feuchten Säcken, dann bis zur Prüfung an der Luft aufbewahrt wurden;

b) der nassen Lagerung, bei der die Würfel im Keller bis zur Prüfung unter triefend nassen Säcken aufbewahrt wurden,

c) der Bauwerklagerung; hierbei wurden die Würfel im Freien auf einen Betonsockel dicht geschlossen zusammengestellt, so daß sich ihre Außenflächen überall berührten. Die Würfel wurden dann mit wasserdurchlässigem Papier umhüllt und mit einer überall 20 cm starken Betonschicht umgeben. Obwohl der nur 20 cm starke Umhüllungsbeton nicht als vollkommener Ersatz der großen umgebenden Betonmasse im Bauwerk gelten kann, insbesondere nicht in bezug auf die Erhärtungstemperaturen, gestattet diese Art der Lagerung doch einen Schluß auf die Verhältnisse im Bauwerk selbst.

Die Würfel wurden nach 28,90 und 365 Tagen zerdrückt und ergaben die in der nebenstehenden Tabelle (S. 735) zusammengestellten Festigkeiten.

Die Untersuchung ging aus von der Betonmischung 1 Zement + 5 Kies. Zunächst wurde diese Mischung der Reihe nach durch Zusatz von je 0,10, 0,20 und 0,33 Teilen Thurament, Linkkalk und Traß fetter gemacht. Faßt man die in den Reihen 1, 2, 3, 1a, 2a, 3a, 1b, 2b, 3b zusammengestellten Druckfestigkeiten ins Auge und vergleicht sie mit denen der reinen Zementbetonmischung Reihe 4, so zeigt sich, daß die Zusätze von Linkkalk oder Traß irgendwie beachtliche Steigerungen der Festigkeiten weder bei der feuchten Lagerung, noch bei der nassen Lagerung, noch bei der Bauwerklagerung hervorgebracht haben. Im Gegenteil sind z. T. Festigkeitseinbußen zu bemerken. Anderseits hat der Thurament zusatz bei allen drei Lagerungsarten festigkeitsteigernd gewirkt. Im Anschluß daran wurde das Mischungsverhältnis 1 : 5 in der Weise abgeändert, daß der Reihe nach ein gewisser, immer größerer Bruchteil des Zementanteils der Mischung durch Thurament, Linkkalk und Traß ersetzt wurde.

Die Versuchsergebnisse sind in den Reihen 5, 6, 7, 8, 9, 5a, 6a, 7a, 8a, 9a, 5b, 6b, 7b, 8b, 9b zusammengestellt. Diese Versuchsreihen zeigen, daß weder Thurament, noch Linkkalk, noch Traß als vollwertiger Zementersatz gelten können. Thurament hat aber immerhin bessere Eigenschaften als Linkkalk und Traß, denn die Festigkeitseinbuße der Mischung, bei der 70 % des Zements durch Thurament ersetzt sind, bleibt verhältnismäßig gering, sie beträgt im Durchschnitt aller Lagerungen nach 28 Tagen nur 7 %, nach 90 Tagen 17 % und nach 365 Tagen 12 % gegen den reinen Zementbeton, während dieselben Zahlen bei Linkkalk 76 %, 70 % und 65 % und bei Traß 78 %, 76 % und 68 % betragen.

Von ausschlaggebender Bedeutung bei der Frage, ob in Betonmischungen der Ersatz des Zements durch Thurament in Betracht kommen kann, ist die Ermittlung der Kosten, die für 1 m^3 Beton aufzuwenden sind, um 1 kg/cm^2 Festigkeit zu erzielen. Der Ermittlung dieser Kosten sind die Verhältnisse des Schleusenbaues bei Anderten hinsichtlich des Kiespreises und der Arbeitslöhne für Herstellung des Betons zugrunde gelegt. Außer Betracht gelassen sind die Frachtkosten des Zements und des Thuraments, die je nach der Lage des Verwendungsortes zu den liefernden Fabriken verschieden hoch, u. U. aber von ausschlaggebender Bedeutung sein können.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 54, S. 823.

Lfd. Nr.	Mischverhältnis: Zement	Thurament	Linkkalk	Traß	Kies	Druckfestigkeiten in kg/cm². Mittelwerte aus je drei Proben: feuchte Lagerung 28 Tage	feuchte Lagerung 90 Tage	feuchte Lagerung 365 Tage	nasse Lagerung 28 Tage	nasse Lagerung 90 Tage	nasse Lagerung 365 Tage	einbetonierte Lagerung 28 Tage	einbetonierte Lagerung 90 Tage	einbetonierte Lagerung 365 Tage	Druckfestigkeiten in kg/cm². Mittel aus den verschiedenen Lagerungen 28 Tage	90 Tage	365 Tage	Kosten für 1 m³ Beton R.-M.	Spezifische Kosten nach 28 Tagen Pf.	90 Tagen Pf.	365 Tagen Pf.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	1	0,33	—	—	5	123	160	199	114	154	229	105	155	218	114	156	215	28,35	24,8	18,2	13,2
2	1	0,2	—	—	5	100	147	182	101	140	204	91	140	206	97	142	197	27,60	28,5	19,5	14,0
3	1	0,1	—	—	5	95	143	179	96	135	193	87	125	201	93	134	191	27,00	29,1	20,2	14,1
4	1	—	—	—	5	76	123	181	82	127	176	84	120	193	81	123	183	26,09	32,2	21,2	14,3
5	0,9	0,1	—	—	5	75	121	174	82	124	177	81	117	181	79	121	177	25,78	32,6	21,3	14,5
6	0,7	0,3	—	—	5	74	119	173	80	116	172	79	110	177	78	115	174	24,58	31,6	21,4	14,1
7	0,5	0,5	—	—	5	73	111	171	80	112	166	79	103	174	77	109	170	23,38	30,4	21,4	13,7
8	0,3	0,7	—	—	5	74	109	164	76	98	162	72	100	161	74	102	162	22,17	30,0	21,9	13,7
9	0,1	0,9	—	—	5	38	82	136	56	78	145	38	64	126	44	75	136	20,97	47,6	28,0	15,4
10	0,33	1	—	—	5	110	145	188	107	151	190	89	134	203	102	143	194	24,50	24,0	17,1	12,6
1a	1	—	0,33	—	5	75	133	163	82	125	195	75	120	202	77	126	187	26,87	34,5	21,3	14,4
2a	1	—	0,2	—	5	73	126	157	76	115	181	72	106	195	74	116	178	26,69	36,1	23,0	15,0
3a	1	—	0,1	—	5	73	120	154	74	108	173	73	99	197	73	109	175	26,54	36,3	24,3	15,3
5a	0,9	—	0,1	—	5	67	101	135	72	101	166	70	97	159	70	100	153	25,31	36,2	25,3	16,5
6a	0,7	—	0,3	—	5	50	80	120	51	82	125	42	75	126	48	79	124	23,17	48,2	29,3	18,7
7a	0,5	—	0,5	—	5	28	47	77	35	49	89	35	46	97	33	47	88	21,03	63,7	44,7	23,9
8a	0,3	—	0,7	—	5	20	35	64	19	28	69	18	26	59	19	30	64	18,89	99,5	63,0	29,5
9a	0,1	—	0,9	—	5	16	20	31	16	25	42	9	19	27	14	21	33	16,75	119,6	79,8	50,7
10a	0,33	—	1	—	5	25	42	60	23	40	65	19	36	59	23	39	61	20,02	87,0	51,4	32,8
1b	1	—	—	0,33	5	73	124	173	85	133	201	73	116	196	77	128	190	26,83	34,9	21,0	14,1
2b	1	—	—	0,2	5	69	122	157	78	120	184	74	105	193	74	116	178	26,66	36,0	23,0	15,0
3b	1	—	—	0,1	5	76	118	155	77	115	181	71	101	192	75	111	176	26,53	35,4	23,9	15,1
5b	0,9	—	—	0,1	5	62	97	146	74	107	162	65	99	177	67	101	162	25,30	37,8	25,6	15,6
6b	0,7	—	—	0,3	5	43	75	134	54	94	141	41	79	134	46	83	136	23,13	50,3	27,9	17,0
7b	0,5	—	—	0,5	5	28	54	76	37	63	104	27	50	102	31	56	94	20,96	67,6	37,4	22,3
8b	0,3	—	—	0,7	5	19	39	57	21	37	56	13	27	57	18	34	57	18,79	104,0	55,2	33,0
9b	0,1	—	—	0,9	5	—	7	11	16	24	33	7	19	23	12	17	22	16,72	139,5	98,5	76,0
10b	0,33	—	—	1	5	20	41	45	25	50	63	14	33	61	20	41	56	19,88	99,5	48,5	35,5

Die zugrunde gelegten Preise sind folgende:

Kies frei Baustelle . . . . . 5,40 R.-M./m³
Zement in Papiersäcken ab Werk (Raumgewicht 1,4) . . . . . 45,80 R.-M./t = 64,12 R.-M./m³
Thurament in Papiersäcken ab Werk (Raumgewicht 1,33) . . . . . 29,00 R.-M./t = 38,50 R.-M./m³
Kosten der Vormischung von Zement mit Thurament, Traß oder Linkkalk rd. . . 1,00 R.-M./t = 1,25 R.-M./m³
Linkkalk in Papiersäcken (Raumgewicht 1,0) 18,50 R.-M./t = 18,50 R.-M./m³
Traß, lose ab Werk (Raumgewicht 1,0) . 17,87 R.-M./t = 17,87 R.-M./m³
Herstellungskosten für 1 m³ Beton . . . . . 4,70 R.-M./m³

Die Ausbeuteziffern, die schon bei den Hauptversuchen ermittelt wurden, betrugen:

Zement	52 %	Hohlraum	48 % Ausbeute
Thurament	52 „	„	48 „ „
Linkkalk	52 „	„	48 „ „
Traß	52 „	„	48 „ „
Kies	40 „	„	60 „ „
Wasser	0 „	„	100 „ „

Demnach ergeben sich die Kosten für 1 m³ reinen Zementbeton im Mischverhältnis 1 : 5 bei 13 % Wasserzusatz wie folgt:

Die Ausbeute beträgt:

$$A = 1 \cdot 0{,}48 + 5 \cdot 0{,}60 + (1 + 5) \cdot 0{,}13 = 4{,}26$$

Die Kosten für 1 m³ fertigen Beton betragen demnach:

$$K = \frac{1 \cdot 64{,}12 + 5 \cdot 5{,}40}{4{,}26} + 4{,}70 = 26{,}09 \text{ R.-M.}$$

Bei den Thurament-Zement-Betonmischungen ergibt sich für die Mischung $x\,Z + y\,Th + 5\,K$ die Ausbeute zu

$$A_1 = x \cdot 0{,}48 + y \cdot 0{,}48 + 5{,}0 \cdot 0{,}60 + (x + y + 5) \cdot 0{,}13$$
$$= A_1 = 0{,}61\,x + 0{,}61\,y + 3{,}65.$$

Die Kosten für diese Mischung betragen demnach:

$$K_1 = \frac{x\,(64{,}12 + 1{,}25) + y\,(38{,}50 + 1{,}25) + 5 \cdot 5{,}40 + 4{,}70}{0{,}61\,x + 0{,}61\,y + 3{,}65} \text{ R.-M.}$$

Für die Linkkalk- und Traßmischungen ergeben sich ähnliche Formeln. Die danach ermittelten Kosten sind in den Spalten 19 bis 22 der Tabelle eingetragen. Die zugrunde gelegten Festigkeiten sind die Mittelwerte aus allen drei Lagerungsarten. Die Zahlen zeigen, daß bei teilweisem Ersatz des Zements durch Thurament Ersparnisse zu machen sind. Diese betragen bei einem Mischungsverhältnis 0,3 Z + 0,7 Th + 5 K bei Zugrundelegung der in der Hauptsache maßgebenden 28tägigen Festigkeit: für 1 kg/cm² Festigkeit 2,2 Pf./m³. Bei der Festigkeit von 74 kg/cm², die mit dieser Mischung nach 28 Tagen erreicht wird, ist der Thurament-zementbeton also um 74 · 2,2 Pf. = 1,63 R.-M./m³ billiger als der reine Zementbeton. Nach 365 Tagen beträgt diese Kostenersparnis bei 162 kg/cm² erreichter Festigkeit allerdings nur noch 162 · 0,6 = 0,97 R.-M./m³. Ein Vergleich der für Linkkalk und Traß ermittelten Zahlen zeigt, daß nur teilweiser Ersatz des Zements durch diese beiden Mörtelbildner unwirtschaftlich ist.

Thurament-zementbeton ist in Anderten auch bei Bauausführungen erprobt worden. Zunächst wurde im Oktober 1925 ein Teil des Fundamentes für die Kabelkranschienen im Mischungsverhältnis 0,25 Z + 0,75 Th + 7 K in Stampfbeton hergestellt. Der verwendete Zement entstammte einer anderen Fabrik und hatte in der Normenprobe erheblich bessere Festigkeiten ergeben, als der für die Laboratoriumsversuche verwendete (480 kg/cm² nach 28 Tagen gegen 350 kg/cm² nach 28 Tagen). Die erzielten Festigkeiten können also nicht mit den oben erwähnten verglichen werden, zumal die Fundamente der Schienen in Stampfbeton, die Laboratoriumswürfel in Weichbeton hergestellt waren. Probewürfel, die bei der Herstellung des Kranschienenfundamentes in eisernen Formen eingestampft worden waren, ergaben Festigkeiten von 113 kg/cm² nach 28 Tagen. Nach 15 Monaten ausgestemmte Probewürfel ergaben 94 und 106 kg/cm², gegen 87 kg/cm², die bei einer Probe festgestellt wurden, die nach 15 Monaten aus gleichzeitig hergestelltem Zementtraßbeton 1 Z + 0,33 Tr + 7 K herausgestemmt worden war.

Ferner ist im Spätherbst 1926 ein Widerlager einer eisernen Brücke teilweise mit Thurament-beton 0,30 Z + 0,70 Th + 5 K hergestellt worden. Die bisherigen Festigkeitsergebnisse dieser Bauausführung (Würfelproben aus eisernen Formen und ausgestemmte Probewürfel) bleiben hinter der Festigkeit der Laboratoriumswürfel zurück, es sind nach 28 Tagen nur rd. 60 kg/cm² festgestellt worden. Offenbar hat die niedrige Temperatur, bei der dieser Beton hergestellt wurde (— 3° bis + 10°), den Erhärtungsvorgang erheblich verzögert, auch wird der höhere Wasserzusatz, den der sehr weich angemachte Beton erhalten hatte, von Einfluß gewesen sein.

Bei der Bauausführung der Brückenwiderlager bot sich Gelegenheit, die beim Abbinden des Betons entstehende Wärme zu messen. Bei einer mittleren Außentemperatur von + 6° stieg im Thurament-beton die Temperatur im Verlauf von 7 Tagen bis auf + 19° an, um in etwa 4 Wochen allmählich wieder auf die Außentemperatur zurückzugehen. Das zweite Widerlager war im Mischungsverhältnis 1 : 6 mit Vienenburger Hochofenzement hergestellt worden. Hier betrug die Höchsttemperatur nach 3 Tagen + 25,5° bei einer mittleren Außentemperatur von — 3°.

Aus dem Ergebnis läßt sich der Schluß ziehen, daß Thurament-beton erheblich langsamer abbindet als reiner Zementbeton.

Es sei bemerkt, daß die Versuchsergebnisse einschl. der Preise nicht ohne weiteres verallgemeinert werden dürfen, sondern lediglich für die auf der Baustelle der Schleuse Anderten vorliegenden Verhältnisse gelten.

Maaske, Regierungsbaurat.

Alle Rechte vorbehalten.

Gleisbahnen auf Landstraßen.

Von Oberbaurat i. R. Dr.-Ing. **Cassinone**, Karlsruhe.

Die 24 km lange Landstraße von St. Blasien nach Albbruck, die den bekannten Luftkurort im südlichen Schwarzwald mit der Eisenbahnlinie Basel—Konstanz verbindet, gehört zu den schönsten Gebirgsstraßen. Sie zieht am linken, östlichen Steilhang der oberen (Hauensteiner) Alb entlang, die sich hier in eine tiefe Felsschlucht eingenagt hat. Sie bietet aber auch erhebliche Instandhaltungsschwierigkeiten durch ihren schweren Lastenverkehr zu Tal und zu Berg und ihre örtliche Lage. In erster Linie ist es die Spinnerei und Weberei St. Blasien im alten Klostergebäude, die ihre Erzeugnisse nach Albbruck verfrachtet und von dort Baumwolle und Brennstoffe bezieht, ferner die Holzabfuhr aus einem ausgedehnten Waldgebiet und der Transport der Erzeugnisse der Sägewerke des Tales zur Bahnstation, sowie die Anfuhr der Bedürfnisse der auf den beiderseitigen Höhen des Tals gelegenen zahlreichen Ortschaften. Um mit der Straße über die schroffsten Felspartien des Steilabfalls hinwegzukommen, wurde von Tiefenstein aus in den mit dem Talgefälle fallenden Zug eine Gegensteigung von 1% eingelegt, so daß er in der Schlucht etwa 30 m über dem schäumenden Fluß gelegen ist. Trotzdem mußte die Straße auf längere Erstreckung in die Felswand eingesprengt und deren Vorsprünge in den steilen Felsnasen durch eine Reihe von sechs Tunneln durchbrochen werden. Bei allem Steinreichtum findet sich für die Instandhaltung der Fahrbahn geeigneter Hartschotter nur in wenig ausgiebigen, bei dem reichlichen Bedarf bald ausgebeuteten Nestern von Porphyr und Hornblende im Granit und Gneis eingesprengt. Dazu kommt die stellenweise feuchte, schattige Lage, da Wald Licht- und Luftzutritt durch seine Hochstämme wandartig abschließt oder die vorspringenden hohen Bergkulissen jedem Sonnenstrahl den Zutritt verhindern. Die gewalzte Schotterdecke muß durchschnittlich alle drei Jahre erneuert werden. Es ist deshalb die Pflasterung der Fahrbahn in Aussicht genommen, wofür in den verschiedenen Granitsteinbrüchen des Tales ein vorzüglicher Baustoff gewonnen wird. In den schon bisher ausgepflasterten Tunnelstrecken hat bei der ständigen Feuchtigkeit und da bei nur 4 m Lichtweite Spur gefahren wird, das Pflaster nicht Stand gehalten. Der Vorstand des Wasser- und Straßenbauamtes Waldshut hat deshalb nach Art der Römerstraßen vor einigen Jahren Spurgleise aus Granitplatten einlegen lassen. Da sich diese Bauweise durchaus bewährte, wurde sie seit 1922 auch auf der freien Strecke angewendet, zumal diese stellenweise zwischen Felswand und Brüstungsmauer 3,60 m Nutzbreite aufweist. Die 50 cm breiten, 20 cm starken, 0,70 bis 1,20 m langen Granitplatten werden als Fuhrwerkgleise im Abstande von 1,10 m auf durch eine Betonunterlage ausgeglichenes Steingestück in die Schotterdecke eingebettet und seitlich daran gut angeschlossen. Die Kosten beliefen sich für eine im Vorjahr angelegte 80 m lange Strecke für

Plattenbelag 1 m² zu			16,50 R.-M.
Grabarbeit 0,42 m³ zu	4,00 R.-M.	=	1,68 „
Gestück: Steine 0,21 m³ zu	4,00 „	=	0,84 „
Einsetzen 0,7 m² zu	0,50 „	=	0,35 „
Beton 0,14 m³ zu	30,00 „	=	4,20 „
Verlegen der Platten 1 m			2,00 „
Anschluß (Steinsatz, Schotter, Ausgießen mit Zement)			0,90 „
Abfuhr des Aushubüberschusses			1,00 „
Ausgleichen der übrigen Fahrbahnfläche			1,33 „
		1 m somit zus.	28,50 R.-M.

Abb. 1. Verlegen der Gleisbahn.

Abb. 2. Km 19 + 100.

Abb. 3. Km 19 + 290.

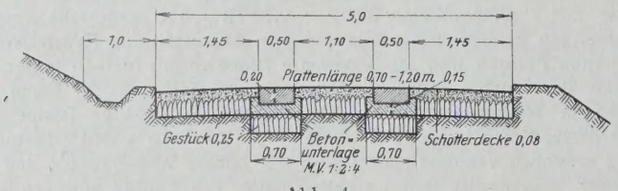


Abb. 4.

Der Erfolg blieb nicht aus. Die Fahrzeuge folgen sorgfältig den Fahrstreifen, so daß solche Bahngleise auf den gestreckteren Stellen des vielfach gewundenen Straßenzuges künftig weiter fortgesetzt und nur die schärferen Kurven auf die gesamte Fahrbahnbreite abgepflastert werden. Die Bauweise eignet sich für schattige Talstraßen mit ähnlichen Verkehrsverhältnissen und günstigem Baustoffbezug.

Die Straße ist wegen ihrer Unübersichtlichkeit der geringen Fahrbahnbreite am Steilhang für den allgemeinen Personenkraftwagenverkehr gesperrt. Seit einigen Jahren ist ein Kraftpostverkehr nach Görwihl und St. Blasien von Albbruck eingerichtet und die Benutzung der Straße durch im Tal ansässige Lastkraftwagenbetriebe unter scharfen Bestimmungen zugestanden worden. Auf der Straße verkehrten durchschnittlich täglich

im Jahre 1913	166	157	145	Zugtiere
1923	22	51	75	Zugtiere
und	13	24	38	Lastkraftwagen
1925	18	35	24	Zugtiere
und	22	26	66	Lastkraftwagen.

Die Unterhaltungsaufwendungen für diesen Straßenzug sind recht beträchtlich, sie müssen aber aus volkswirtschaftlichen Gründen ungeachtet des verhältnismäßig geringen, aber schweren Lastenverkehrs gemacht werden im Interesse der unter ungünstigen wirtschaftlichen und Erwerbsverhältnissen stehenden Gemeinden auf den anliegenden unwirtlichen, gegen 1000 m ansteigenden Höhenzügen, die weit von der Eisenbahnlinie abgelegen sind und deren einzige Hauptzufahrt die Straße bildet.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 10. November ausgegebene Heft 21 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Magistrats-Oberbaurat Damm: Die neue Volksschule in Hannover-Kleefeld. — Oberbaudirektor Fritz Schumacher: Ein neuer Wohnungsbezirk auf der „Veddel“ in Hamburg. — Dr. P. Martell: Deutscher Marmor.

Vom Bau des Mittellandkanals. Einem fesselnden Vortrage des Ministerialrats Geh. Baurats Volk in der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen am 28. Oktober 1927 entnehmen wir folgendes:

Die Fortsetzung des Mittellandkanals, der 1916 vom Rhein bis Hannover fertiggestellt war, wurde 1920 durch das Preußische Gesetz vom 4. Dezember beschlossen. Schon anfangs 1919 war der Bau der Strecke von Hannover bis Peine, die den damals noch strittigen beiden Linien gemeinsam war, nebst dem Zweigkanal nach Hildesheim zur Beschäftigung der aus dem Felde zurückgekehrten Soldaten in Angriff genommen worden. Die Reichswasserstraßenverwaltung, die im April 1921 die Wasserstraßen verfassungsgemäß übernommen hat, hat die Arbeiten fortgesetzt und so weit gefördert, daß der Kanal bis Peine und der von ihm abzweigende Hildesheimer Zweigkanal in allen seinen Teilen mit Brücken und Dückern noch in diesem Jahre fertiggestellt wird. Die in dieser Kanalstrecke liegende Schleusengruppe Anderten[1]), die größte Binnenschiffahrtschleuse Europas, naht sich in der ersten Schleuse eben-

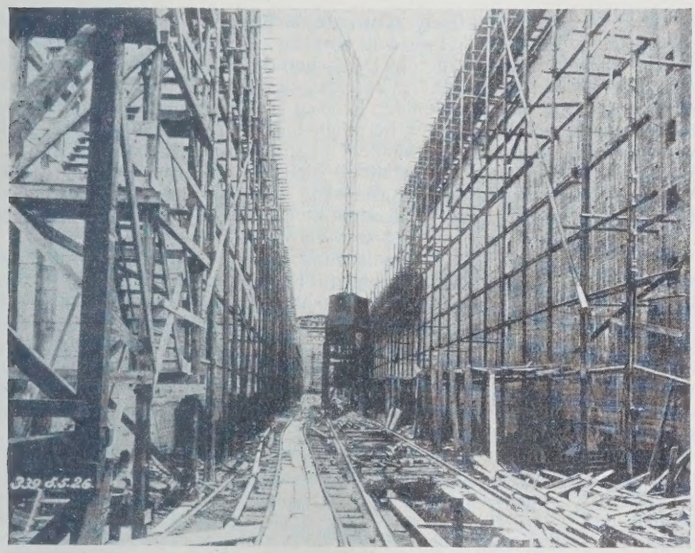


Abb. 1. Blick in die Schleuse Anderten.

falls ihrer Fertigstellung (Abb. 1), so daß im März 1928, da auch die im Hildesheimer Zweigkanal befindliche Schleuse Bolzum fertiggestellt ist, die Schiffahrt bis Peine und Hildesheim eröffnet werden kann. Hildesheim hat eine größere Hafenanlage geschaffen, eine kleinere wird bei Peine hergestellt. Im gegenwärtigen Zustande bietet die Schleuse Anderten das fesselndste Bild. Das Doppelschleusenbauwerk steht mit seinem gewaltigen Baukörper von über 250 m Länge in rd. 20 m tief ausgehobener Baugrube, die eine Schleuse fast fertig, während an der zweiten Schleuse noch die Herstellung der mit Eisen bewehrten Einzelteile sichtbar ist. Dieser Zustand wird jedoch nicht lange erhalten bleiben, da mit dem Hinterfüllen des Bauwerks bereits begonnen worden ist.

Bei diesem Bauabschnitt wurden während der Hauptbauzeit etwa 6000 Arbeiter täglich beschäftigt.

Für die weitere Fortsetzung des Kanals bis über die Elbe und des sogenannten Südflügels, d. i. die Verbindung mit dem Mitteldeutschen Industriegebiet unter Benutzung der Elbe und Saale durch einen Kanal von der Saale bei Kreypau bis Leipzig und einen Zweigkanal von Bernburg bis Staßfurt-Leopoldshall, waren zunächst keine Mittel verfügbar. Bei der großen Arbeitslosigkeit des Jahres 1926 jedoch wurde die Fortsetzung des Hauptkanals in das Arbeitsbeschaffungsprogramm aufgenommen, da die Ausarbeitung der Pläne so weit gediehen war, daß in kurzer Zeit etwa 2500 Arbeiter beschäftigt werden konnten. Bei vollem Baubetriebe werden unter Annahme einer normalen sechsjährigen Arbeitszeit etwa 18 000 Arbeiter auf den Baustellen allein des Hauptkanals Arbeit finden.

Abgesehen von den Kosten für den Grunderwerb werden mindestens 75% der übrigen Kosten für Löhne verausgabt. Die Baukosten für den Hauptkanal betragen rd. 250 Mill. R.-M., ohne Grunderwerb aber 232 Mill. R.-M., auf Löhne kommen daher innerhalb der Zeit von sechs Jahren mindestens 175 Mill. R.-M., die in die weitesten Zweige unserer Volkswirtschaft fließen.

Ebenso bedeutungsvoll ist der Bau des Kanals für die Bauindustrie. Etwa 42 Mill. m³ Boden sind auszuheben und mit Zügen in Ablagerungen, Dämmen usw. zu verbauen, dazu werden 70 bis 80 Bagger mit je 2 bis 3 Lokomotiven und 40 bis 50 Wagen in Betrieb gehalten. Die wichtigsten Bauwerke des Kanals sind die Schleusen, von denen zwei mit 225 m, eine mit 165 m nutzbarer Länge anzulegen sind. An den Gefällstufen in Hohenwarthe und Rothensee mit über 18 bezw. 17 m Gefälle werden anstatt der Schleusen drei Hebewerke nach Art des Hebewerks in Henrichenburg erbaut werden, jedoch für das 1000-t-Schiff, und zwar ein Doppelhebewerk bei Hohenwarthe, ein einfaches bei Rothensee.

Neben den Schleusen und Hebewerken bildet die Kanalbrücke über die Elbe das größte Bauwerk des Kanals (Abb. 2). Nachdem der Kanal auf einer massiven Brücke aus 24 Öffnungen von je 30 m Lichtweite, zu je drei in eine Gruppe zusammengefaßt, das Vorland überschritten hat, schließt sich die eiserne Brücke über den Strom mit über 200 m Länge an, in der sich eine Schiffahrtöffnung von 100 m Lichtweite befindet. Außerdem werden 76 Straßenbrücken mit Stützweiten bis zu 72 m und für die Eisenbahnen 15 Eisenbahnbrücken mit Stützweiten bis zu 112 m über den Kanal gebaut werden.

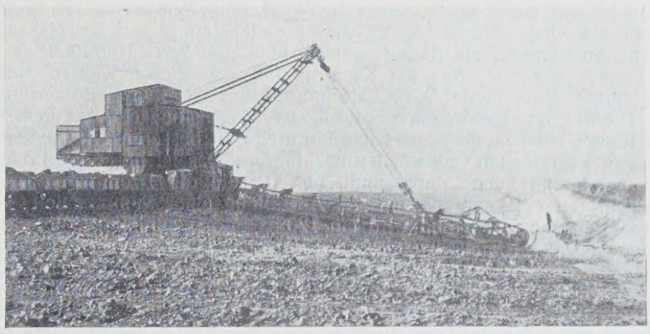


Abb. 3.

Zur Aufrechterhaltung der Vorflut werden 53 Dücker erforderlich, deren größter für die Oker einen Querschnitt von 88 m² erhält, das sind drei Öffnungen von der Größe eines Untergrundbahntunnels. Andere folgen mit Öffnungen von 50 m² Querschnitt für die Unterführung der Schunter mit rd. 45 m² für die Oker usw.

Durch den etwa 12 km langen hohen Damm vor der Elbebrücke führen drei Öffnungen, eine für eine zweigleisige Bahn und zwei weitere von 14 m bezw. 8 m Lichtweite zur Durchführung von zwei Straßen.

Drei Sperrtore schließen die hohen Haltungen ab.

Die Bauarbeiten sind in neun Erdarbeitslosen begonnen, an denen Bagger beim Ausheben des Bodens und Arbeitszüge zu dessen Abtransport beschäftigt sind (s. Abb. 3 u. 4). Neun Überladebahnhöfe sind zur Heranschaffung der Geräte und der Baustoffe bereits angelegt worden, von denen einer bei Elben gleichzeitig als Personenbahnhof für die Arbeiterzüge von und nach Magdeburg ausgebaut worden ist. Ferner wurden 30 Gebäude mit 92 Wohnungen zur Aufnahme der Beamten und Angestellten sowie der Bauleitung vorweg ausgeführt, die später als Dienstgebäude für den Kanalbetrieb und die Unterhaltung benutzt werden. Ein Teil der im

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 5, 13 u. 14.

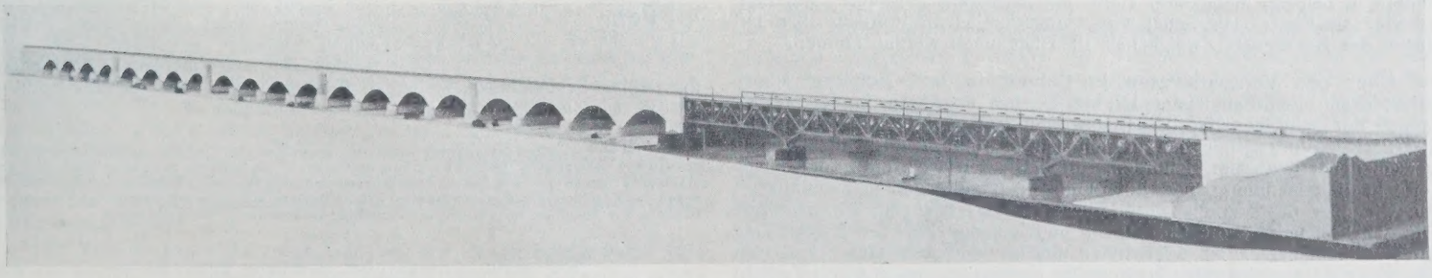


Abb. 2. Kanalbrücke über die Elbe.

Abb. 4.

Jahre 1926 verdungenen 17 eisernen Brücken ist bereits in der Aufstellung begriffen.

Von Bedeutung ist die Frage der Kanalspeisung. Um mit dem Kanalbau landeskulturelle Vorteile zu verbinden, wie Schutz gegen Hochwasser, dessen Bedeutung in den letzten Jahren durch die Hochwasserschäden deutlich geworden ist, Gewinnung elektrischer Energie usw., war der Bau von Talsperren im Bode-, Oker- und Eckergebiet vorgesehen, aus denen ein Teil des Kanalspeisungswassers entnommen werden sollte, wenn auch eine Kostenermittlung ergeben hatte, daß das Zurückpumpen des beim Schleusen von der oberen in die untere Haltung abfließenden Wassers billiger war. Ein Teil des Speisungswassers, nämlich der, der durch Versickerung und Verdunstung dem Kanal verlorengeht, muß diesem von außerhalb zugeführt werden. Die Entnahme des Wassers aus den Talsperren zu Kanalspeisungszwecken hat bei den Anliegern der genannten Flüsse lebhaften Widerspruch erfahren. Im Bodegebiet beansprucht die Landwirtschaft auch das Hochwasser für das bedeutende Samenzuchtgebiet um Quedlinburg. Die Wahrung des Wasserschatzes für Beregnungsanlagen zur Erhöhung der Ernteerträge, zur Versorgung des Gebiets mit Brauchwasser usw. wird für die Zukunft für erforderlich gehalten. Das gleiche gilt für das Gebiet der Oker und Ecker, in dem Wiesenländereien bewässert werden. Die Reichswasserstraßenverwaltung will sich diesen Wünschen der Anlieger nicht verschließen und sieht deshalb von der Talsperrenwirtschaft ab, indem sie das Speisungswasser bis zu etwa 2 m³/Sek. aus der Weser entnimmt. Das ist ohne Schädigung der Schiffahrt nur möglich, wenn die Weser von Minden ab bis Bremen kanalisiert wird. Als Beitrag zu dieser Kanalisierung soll der bisher für Talsperren vorgesehene Betrag — nach heutigem Wert 15 Mill. R.-M. — verwendet werden. Mit der Kanalisierung der Weser werden zudem langjährige Wünsche der Wirtschaft und der Weserschiffahrt erfüllt werden.

Die Reichswasserstraßenverwaltung ist übrigens bedacht, mit dem Bau des Kanals nach Möglichkeit landeskulturelle Verbesserungen in dem in Betracht kommenden Gelände herbeizuführen. Das ist besonders in dem auf über 30 km Länge durchschnittenen Gebiete der Drömlingniederung möglich. Hier ist bereits mit der Ausfüllung eines Sumpfgebietes von 25 ha Größe begonnen und wird ein 120 ha großes sumpfiges ertragloses Waldgebiet der Braunschweigischen Staatsforst aufgehöht und in Ackerland verwandelt. Über die Anschüttung von weiteren 220 ha sumpfiger Bodenflächen in privatem Eigentum schweben noch die Verhandlungen über die Deckung der Mehrkosten. An anderen Stellen wird der Boden so ausgesetzt, daß die Grundbesitzer ihn zu geringen Aufhöhungen nach Bedarf entnehmen können.

In dem Aller-Überschwemmungsgebiet des Braunschweigischen Drömling, einer Fläche von rd. 2200 ha Größe, ist in der Zeit von 1901 bis 1927 durchschnittlich ein Drittel der Ernte durch Überschwemmungen verlorengegangen. Von diesen Schäden soll das Gebiet dadurch bewahrt bleiben, daß vom Hochwasser nach Wunsch der Interessenten bis zu 6 m³/Sek. in den Kanal aufgenommen werden. Ähnlich liegen die Verhältnisse im Preußischen Drömling. Hier sollen zur Verhütung von Schäden bis 3,6 m³/Sek. Hochwasser dem Kanal zugeführt werden. Die Aufnahme dieser Wassermengen in den Kanal kommt ferner einer Fläche von 5000 ha an der unteren Aller, sowie einer Fläche von 3000 ha nördlich des Kanals zugute, in denen sich das Wasser sonst noch ausbreiten würde.

Weiter schweben Verhandlungen über die Verbesserung eines Bruches von 600 ha Größe in der Nähe von Fallersleben.

Insgesamt sind es etwa 14 000 ha Bodenflächen, die zum Teil erst ertragfähig gemacht, zum Teil wesentlich verbessert werden. Man darf sagen, daß die Inanspruchnahme von rd. 2400 ha Land zum Kanalbau, wie sie hierfür ebenso wie zum Bau von Landstraßen und Eisenbahnen nötig wurde, zum großen Teil durch die vorgenannten Verbesserungen der rd. 6mal so großen Meliorationsflächen wettgemacht wird.

Für die Ausführung des in dem ersten Bauabschnitt einbezogenen Teils des obengenannten Südflügels werden die Vorarbeiten bei den Bauämtern in Leipzig, Merseburg, Halle und Bernburg gefördert. Mit Bauarbeiten am Elster-Saale-Kanal wird voraussichtlich im Frühjahr 1928, mit denen des Bernburger Zweigkanals 1929 begonnen werden können.

Über das Verkehrswesen in Columbien und Ecuador sprach Privatdozent Reg.-Baumeister Dr. ing. Dr. jur. Randzio in der Herbsttagung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen am 28. Oktober 1927. Der Vortragende hat in den Jahren 1926/27 mit Unterstützung verschiedener deutscher Behörden, Körperschaften usw. eine Forschungsreise in die genannten Länder unternommen, um die geringen Kenntnisse, die wir über das Verkehrswesen dieser Länder besitzen, zu erweitern. Die Schwierigkeiten, die Columbien und Ecuador bei der Entwicklung ihres Verkehrsnetzes zu überwinden haben, sind besonders groß. Ihr Charakter als Ausfuhrländer für tropische Erzeugnisse macht einen Verkehr vom Binnenlande zur Küste auf kürzestem und schnellstem Wege erforderlich. Dem steht aber der Verlauf der hohen Gebirgsketten der Anden entgegen, die parallel zur Küste verlaufen und für den Verkehr fast unüberwindliche Hindernisse darstellen. Daher spielt sich der Verkehr Columbiens hauptsächlich auf dem Rio Magdalena ab, der zwischen den Andenketten in der Richtung von Süden nach Norden fließt. Auch der Verkehr auf diesem Flusse ist äußerst umständlich. In seinem oberen Teile muß zur Umgehung von Stromschnellen vielfach vom Schiff auf die Eisenbahn und umgekehrt umgeladen werden. Eine deutsche Firma hat jetzt den Auftrag erhalten, den Strom zu regulieren.

Verschiedene schmalspurige Eisenbahnlinien befinden sich im Betriebe. Da der jährliche Verkehr auf den einzelnen Linien sich immer nur auf etwa 10 000 bis 50 000 t beziffert, werden verschiedene geplante Eisenbahnlinien inzwischen nur als Automobilstraßen ausgebaut. Gute Straßen werden für den Verkehr, der sich bisher im Gebirge in der Hauptsache des Maultieres bediente, für die nächste Zeit vollauf genügen.

Wegen der Schwierigkeiten, die der Verkehr zu Wasser und zu Lande zu überwinden hat, hat sich das Flugwesen gut entwickelt. Eine Fluglinie mit drei Flügen in der Woche wird gut benutzt; die vorhandenen Plätze sind schon auf Monate im voraus belegt.

In Ecuador sind die Verkehrsverhältnisse ähnlich. Der Fluß- und Flugverkehr fehlt überhaupt.

Vortrag, Lichtbilder und Filme gaben ein anschauliches Bild von den Gegensätzen, die sich in dem Straßenleben dieser Länder darbieten; man sieht Maultiere und Automobile nebeneinander verwendet. Deutschland kann bei der Entwicklung des dortigen Verkehrswesens mitwirken und damit einen weiteren Weg zur Wiederaufrichtung seiner Weltgeltung beschreiten.

Der Weg zur Schaffung eines deutschen Kraftfahrstraßennetzes. Nach einem Vortrage, den Präsident Euting, Stuttgart, über dieses Thema auf der 4. Hauptversammlung des Deutschen Straßenbauverbandes in Berlin gehalten hat und der in der „Verkehrstechnik“ 1927, Heft 38, veröffentlicht ist, herrscht in maßgebenden Kreisen Übereinstimmung darüber, daß der deutsche Kraftverkehr nur bestehen und weiter emporkommen kann, wenn zunächst einmal die vorhandenen Landstraßen seinen Zwecken durch möglichst vollkommene Ausgestaltung dienstbar gemacht werden. Dieser Ausbau ist die wichtigste Voraussetzung für den Bau von Autostraßen, die bis auf weiteres nur in beschränktem Umfange in Frage kommen können.

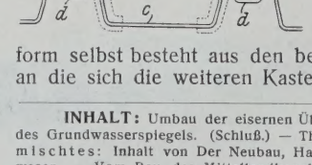
Tiefe Eingriffe in die Straßenführung erfordert die Verbesserung der Krümmungen. Als Mindesthalbmesser für Krümmungen gilt im allgemeinen das Maß von 250 m, das dem Fahrer einen freien Überblick über die Straße auf etwa 100 m Länge gestattet und auch ein rechtzeitiges Abbremsen des Wagens ermöglicht. Ist die freie Sicht auf diese Länge gewährleistet, kann man mit dem Krümmungshalbmesser erforderlichenfalls bis auf 120 m herabgehen. Einseitiges Quergefälle bei Kurven von 200 m Halbmesser abwärts und angemessene Verbreiterung. An den Steigungen ist nicht mehr viel zu verbessern.

Es wurden nun die verschiedenen Fahrbahndecken besprochen, die sich beim Kraftwagenverkehr bewährt haben. Welche von diesen Befestigungsarten im einzelnen Fall zu wählen ist, hängt von eingehenden technischen und wirtschaftlichen Erwägungen ab. An erster Stelle steht das Kleinpflaster mit seiner selbst unter starkem und schwerem Verkehr langen Lebensdauer. Grenzen sind seiner Verwendung durch die verhältnismäßig hohen Herstellungskosten gesetzt. Auf den Straßen in Württemberg werden ohne Bedenken Asphaltbeläge auf Steigungen von 3 bis 4 %, Teerdecken auf 5 bis 6 %, Betondecken auf 2 bis 3 % gebraucht. Ausgedehnte Versuche über die Brauchbarkeit von Kalkstein für Asphalt- und Teerdecken haben das Ergebnis gehabt, daß der Kalkstein dem Hartgestein nicht nachsteht. Nach Angaben über die Regelquerschnitte und die Abwicklung des gemischten Verkehrs auf den umgebauten Straßen besprach der Vorsitzende noch kurz die Frage der Kraftwagenstraßen und die Hindernisse, die die Sicherheit und Geschwindigkeit des Kraftwagenverkehrs empfindlich beeinträchtigen können. Hierher gehören auch die schienengleichen Eisenbahnübergänge, deren Beseitigung nur sehr schwer durchzuführen ist, und die verkehrshindernden Ortsdurchfahrten, die durch Umgehungs- oder Entlastungsstraßen ausgeschaltet werden können. R.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Senkschuh für eine zweiteilige, kastenförmige Spundbohle. (Kl. 84 c, Nr. 441 974 vom 12. 4. 1925 von Wilhelm Röhlig in Dortmund.) — Der Senkschuh besteht aus zwei spiegelbildlich gleichen getrennten Teilen *a* und *b*, die die Schlösser entlasten und von denen jeder die einem Seitenschloß zunächst liegenden Teile des Bohlenfußes zusammenhält. Die Kastenform selbst besteht aus den beiden Profileisen *c* und den Schloßriegeln *d*, an die sich die weiteren Kastenformen anschließen.



INHALT: Umbau der eisernen Überbauten der Brücke über die Leda. — Über Tiefsenkungen des Grundwasserspiegels. (Schluß.) — Thuramentbeton. — Gleisbahnen auf Landstraßen. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Vom Bau des Mittellandkanals. — Das Verkehrswesen in Columbien und Ecuador. — Der Weg zur Schaffung eines deutschen Kraftfahrstraßennetzes. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 25. November 1927 Heft 51

Alle Rechte vorbehalten.

Die letzten Hochwässer an der bayerischen Donau, deren Aufbau, Ursachen und Bekämpfung.

Von **Karl Schreitmüller,** Oberregierungsrat an der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde, München.

Große Hochwässer sind entscheidende Tage in der Entwicklung eines Flusses. Besonders wenn ein Strom über seine Ufer hinweg sich durch bebaute Fluren wälzt und die Menschen in ihren Wohnstätten bedroht, dann wird seine zügellose Gewalt erst recht zum Ereignis und sogar zur geschichtlichen Episode. Unsere Zeit nimmt solches Austoben der Naturgewalten nicht mehr als Schickung von oben hin. Sie fragt nach den Ursachen und verlangt Verhütung solcher Wassersnot. So sind auch die Hochwasserkatastrophen der letzten Jahre an der Donau in Bayern Anlaß geworden, daß man sich allenthalben mit der Frage nach ihrer Ursache und dem Grunde ihrer größeren Häufigkeit sowie mit den Mitteln zur Abhilfe befaßt. Ehe man diesen Fragen nähertreten kann, muß man den Aufbau der Hochwässer an der bayerischen Donau kennen.

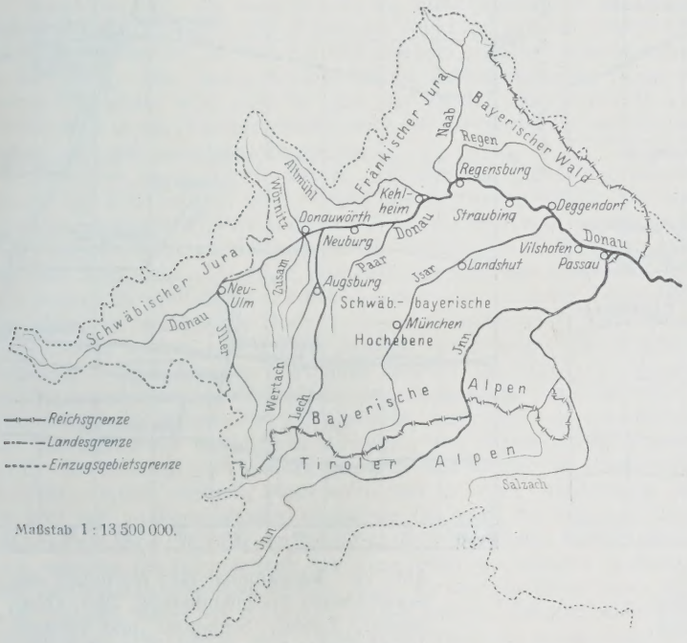


Abb. 1. Flußgebiet der Donau bis zur Reichsgrenze.

Den Aufbau von Hochwässern bestimmen Überregnung und Abflußverhältnisse des Einzugsgebietes. Bei der Donau (Abb. 1) hat das rechtseitige Einzugsgebiet bis zur Reichsgrenze eine fast quadratische Form. Für dieses wirkt sie förmlich wie eine Dachrinne, die die Wasser von den Alpen und von der schwäbisch-bayerischen Hochebene herab aufzunehmen hat. Die großen Alpenflüsse Iller, Lech, Isar und Inn bringen vor allem im Sommerhalbjahr große Hochwässer. Aus dem linkseitigen Einzugsgebiet mit seinem ausgesprochenen Mittelgebirgscharakter bringen Wörnitz, Altmühl, Nab und Regen hauptsächlich die Taufluten im Winter und Frühjahr. Zwischen dem typischen Alpen-Hochwasser, verursacht durch Iller, Lech, Isar, Inn und der Tauflut aus dem nördlichen Einzugsgebiet gibt es natürlich eine Reihe anderer HW-Möglichkeiten. Mitunter steigern auch Flüßchen, die ausschließlich der bayerischen Hochebene angehören, wie Mindel, Zusam, Schmutter, Paar und Teile des linkseitigen Einzugsgebietes, Donau-Hochwässer, bei denen die Alpenflüsse nur kleines oder mittleres Hochwasser führen, zur Katastrophe. Nur selten hat die Donau auf ihrem ganzen Laufe durch Bayern Katastrophen-Hochwasserstände, sondern meist nur in bestimmten Flußabschnitten, z. B. von der Illermündung bis zur Altmühlmündung oder nur von der Nab- bis zur Innmündung. Häufig genug kommt es vor, daß mehrere HW-Wellen in unmittelbarer Folge die Donau hinunterlaufen; gerade dann ist die Gefahr eines Zusammentreffens von Flutwellen der Nebenflüsse mit Flutwellen des Hauptstromes besonders groß; leicht kann es dann zu HW-Katastrophen führen.

Die Verschiedenartigkeit des Aufbaues von Donau-Hochwässern läßt sich am besten erkennen, wenn man einige Hochwässer daraufhin untersucht. Es mögen die drei letzten großen Donau-Hochwässer einer solchen Betrachtung dienen, und zwar das Hochwasser vom Februar 1923, vom Juli/August 1924 und Juni 1926. Es wurde, nebenbei bemerkt, deren Stand und Menge von einer Reihe früherer Hochwässer übertroffen. Der Verlauf der Scheitelwellen bei den genannten Hochwässern ist in Abb. 2 zeichnerisch als Wellenplan dargestellt. Die Pegelstellen sind hier einem Koordinatennetze so eingefügt, daß die Abszissen die Zeit der Pegelhöchststände, die Ordinatenunterschiede den Kilometerabstand der Pegel voneinander angeben. Die Neigung der Verbindungslinie der Pegelstellen zeigt an, wie rasch die Scheitelwelle fortschreitet. Sie läuft um so rascher ab, je stärker die Neigung dieser Verbindungslinie ist. Die einmündenden größeren Zuflüsse bringen eine Unstetigkeit in den Ablauf der Scheitelwelle.

Beim HW Juli/August 1924 wird eine solche erzeugt durch Iller, Wörnitz, Lech und Inn. Damit soll nun nicht gesagt werden, daß damals allein diese Nebenflüsse bedeutendes Hochwasser der Donau zuführten. Auch die Isar und viele Flüsse der bayerischen Hochebene, wie Günz, Mindel, Zusam, Schmutter, Paar u. a. sowie vom nördlichen Einzugsgebiet neben der Wörnitz auch die Altmühl, brachten ansehnliche Hochwassermassen. Die Unstetigkeit an jenen Mündungsstellen ist vielmehr durch das zeitliche Eintreffen der Flutwellen und ihre Überlagerung bedingt.

Ein ganz anderes Ablaufbild gibt das HW vom Februar 1923. Hier wirken auf den Aufbau des Donau-Hochwassers und damit auf die Gestaltung des Wellenplanes entscheidend ein: Lech, Nab, Regen, Isar und Inn. Es war eine der Taufluten, die von den nördlichen Zuflüssen und hier auch von den kleineren Flüssen des niederbayerischen Einzugsgebietes wie Vils, Rott erzeugt wurde. Katastrophenstände kamen vor allem in der bayerischen Donaustrecke unterhalb der Regenmündung (Regensburg) zustande. Das HW vom Dezember 1925 hatte zum Teil einen ähnlichen Aufbau.

Von den Wellenplänen dieser Hochwässer verschieden ist derjenige für das Hochwasser vom 5./13. Juni 1926. Es war vornehmlich im Gebiete der oberen Donau zustande gekommen, nämlich durch die Württemberger Donau, mittlere und untere Iller und durch die sonst harmlosen Flüßchen wie Günz, Mindel, Zusam, Schmutter, die oberhalb des Lech in die Donau münden. Der Lech selbst führte erst ab Wertachmündung ein mittleres Hochwasser; auch an der Isar kam es zu einem Hochwasser von nur mittlerer Höhe. Die nördlichen Flüsse wie Wörnitz, Altmühl, Nab, Regen blieben fast ganz aus. Die obere Donau hatte aber so viel Wasser gebracht, daß hinunter bis zur Innmündung die Donaustände katastrophale Höhe erreichten. Daher zeigt sich eine Unstetigkeit der Scheitelwelle lediglich an der Isarmündung in geringem Maße und an der Mündung des Inn, dessen Hochwasserwelle bei einer gleichzeitigen Überregnung Südbayerns stets am ersten in Passau zur Stelle ist. Außer diesem einen Katastrophenhochwasser brachte der Monat Juni 1926 noch mehrmals bedeutende Anschwellungen der Donau, die hier nicht weiter besprochen werden sollen.

Keineswegs sind die Möglichkeiten für das Zustandekommen und den Aufbau eines Donauhochwassers durch die Betrachtung dieser drei Hochwässer erschöpft. So kann allein durch Isar und Inn in der Donau ab Isarmündung katastrophales Hochwasser entstehen, ein Fall wie er z. B. im September 1920 eintrat; oder es können, wie im Juni 1910, die Hochwassermassen der Donau aus dem Iller- und Lechgebiet unter Beteiligung der Isar kommen.

Auf welche Ursachen sind nun die zahlreichen Donau-Hochwässer der letzten Jahre zurückzuführen?

Von einer auffälligen Häufung der Hochwasserstände kann nur bei einzelnen Pegelstellen bezüglich des Sommerhalbjahres 1924 und 1926 gesprochen werden. Beim Sommerhalbjahr 1924 ist eine solche Häufung ohne weiteres erklärbar. Nachgewiesenermaßen war dieses Halbjahr für den größten Teil des Einzugsgebietes der Donau das nasseste seit Beginn der Regenbeobachtungen in Bayern, das ist seit den vorausgehenden 47 Jahren. Wenn der Sommer 1926 wieder große Hochwässer brachte, so ist das ebenfalls den außerordentlichen Niederschlägen und ihrer ungünstigen räumlichen Verteilung zuzuschreiben. Wie Ende der neunziger Jahre, wo auch eine Reihe großer Donauhochwässer auftrat, haben sich in letzter Zeit wieder Stimmen, selbst aus Fachkreisen, erhoben, die die ungewöhnliche Hochwassernot der Wirkung baulicher Eingriffe in den Fluß zuschreiben.

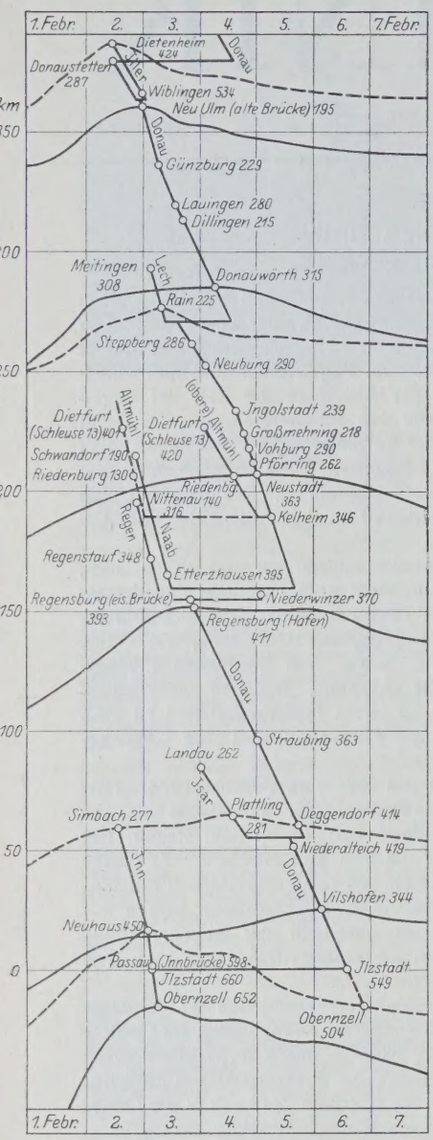


Abb. 2a. Februar 1923. Katastrophal für: Bayer. Donau von Ulm bis Donauwörth sowie von Regensburg bis Reichsgrenze und für Nab, Regen, Vils, Ilz und Rott.

Abb. 2b. Juli/August 1924. Katastrophal für: Bayer. Donau, Iller, Wörnitz, Schmutter, Lech, Altmühl, Isar und Inn.

Abb. 2c. Katastrophal für: Württemb. und bayer. Donau bis Innmündung, Iller, Günz, Mindel, Zusam, Schmutter und Wertach. Mittleres Hochwasser für: Lech und Isar.

Maßstab: 1 mm = 9 km Entfernung. 1 mm = 67,5 cm für die Wasserstandslinien.

So heißt es, die Korrektion der bayerischen Donau und ihrer Nebenflüsse seien schuld. Will man von der theoretischen Seite diesem Vorwurf begegnen, so ist die durch die Korrektion bewirkte Änderung des Verlaufes der Wassermengenlinien am Ende der Korrektionsstrecke bei verschiedenen Hochwässern zu bestimmen. Für diese Untersuchung lassen sich die Gesetze der Seerückhaltung unter gewissen Zutaten anwenden. Die Arbeiten darüber seien einer späteren Veröffentlichung vorbehalten. Sie zeigten folgendes: durch eine Begradigung büßt der Flußlauf an Rückhaltevermögen ein und erhöht sich seine Geschwindigkeit; die bewirkte Änderung der Wassermengenlinie am Ende der Korrektionsstrecke ist jedoch nur unbedeutend. Auch beim Ineinandergehen und Eintreffen der verschiedenen Flutwellen im Hauptstrom kann sich die Änderung der Wassermengenlinie nicht mehr in dem Maße fühlbar machen, daß wesentlich höhere Hochwassermengen zustande kämen als früher.

Daß die häufigeren großen Hochwässer der letzten Jahre nicht auf die Korrektionsbauten an der oberen Donau und den Nebenflüssen zurückzuführen sind, geht auch aus dem flußbaulichen Entwicklungsgange des bayerischen Donaulaufes hervor; alle großen, tief in die Abflußverhältnisse eingreifenden Korrektionen wurden schon vor 1870 ausgeführt. Auch die Korrektionen an den Alpenflüssen Iller, Lech und Isar sind nicht mehr neueren Datums. An der Iller wurde im Oberlauf nur ein verhältnismäßig kurzes Stück mit Doppelprofil in den Jahren 1896/1908 korrigiert, im Unterlauf wurde der Fluß auf 57 km von der Mündung aufwärts in den Jahren 1859 bis 1893 begradigt. Nicht größer ist die Ausdehnung der Korrektionen beim Lech; in den Jahren 1862 bis 1892 wurden die untersten 47 km bis zur Mündung in die Donau auf MW korrigiert; im übrigen bestehen nur kürzere Teilkorrektionen. Am ausgedehntesten sind die MW-Korrektionen an der Isar, von denen die 77 km oberhalb ihrer Mündung (das ist von Landshut ab abwärts) schon 1894 und die anschließenden 77 km bis hinauf nach München etwa vor 1910 vollendet wurden. Der Inn, der bei Passau wenige Kilometer oberhalb der Reichsgrenze in die Donau mündet, ist größtenteils überhaupt nicht korrigiert. Aus all dem geht hervor, daß die Häufung großer Hochwässer nicht eine unmittelbare Wirkung der Korrektionen sein kann; denn sonst müßten sich die Hochwässer schon seit Jahrzehnten gehäuft haben. Auch läßt das Studium der Wasserstandverhältnisse der letzten hundert Jahre erkennen, daß von einer Häufung der HW seit Ausführung der Korrektionen, also seit den vergangenen zwei bis drei Jahrzehnten, nicht gesprochen werden kann.

Gegen eine Vermehrung der Hochwassergefahr, als Folge von Korrektionen, spricht auch der Aufbau der letzten HW. Wie schon eingangs erwähnt ist, wurde bei ihnen gerade durch Flüsse von der schwäbisch-bayerischen Hochebene und des linkseitigen Einzugsgebietes die Katastrophe gesteigert. Das war beispielsweise der Fall im Februar 1923, Juli/August 1924, Dezember 1925, Juni 1926. Alle die Flußläufe, wie Günz, Mindel, Zusam, Schmutter, Wörnitz, Altmühl, Nab, Regen, sind soviel wie nicht korrigiert. Korrektionen können also nicht die Ursachen dieser großen Hochwasser gewesen sein.

In diesem Zusammenhange möge aber darauf hingewiesen werden, wie vortrefflich sich die Korrektionen an der Donau und den Alpenflüssen bewährten. Früher, im unkorrigierten Zustande, pendelten die Donau und die großen Alpenflüsse wie Iller, Lech, Isar in einem Streifen, der oft mehrere Kilometer breit war, hin und her, versumpften die Niederungen

und machten die Gegend zu Krankheitsherden. Heute aber ist der Fluß in sein Bett gewiesen, Felder und Wiesen gedeihen an seinen Ufern, die Gegend ist durch die Senkung des Grundwasserstandes gesundet, große Städte hatten am Fluß für ihre Abwässer einen brauchbaren Vorfluter gewonnen. Alle diese Segnungen der Flußkorrektionen möge sich das jüngere, jetzt lebende Geschlecht einprägen; es kennt meist nicht mehr die betrüblichen früheren Zustände.

Allerdings wurde durch die Korrektionen an der oberen Donau und in den Alpenflüssen eine stärkere Sohlenbewegung hervorgerufen. In den Korrektionsstrecken tiefte sich der Fluß ein, weiter unten kam es dadurch zur Aufhöhung. Eine solche Erhöhung kann aber doch nicht in dem Maße das Wasserführungsvermögen eines breiten Hochwasserprofiles ändern, daß die Hochwasserstände entscheidend beeinflußt werden könnten. Ist doch zumeist die bordvolle Wassermenge im Verhältnis zur Hochwassermenge viel zu gering. So führt die Donau im Überschwemmungsbecken von Straubing bei bordvollem Wasserstand nur etwa 700 m³/Sek. Bei katastrophalem Hochwasser aber bringt die Donau etwa 1800 m³/Sek. Bei solchen Wassermassen spielt eine Sohlenänderung im Flußschlauch, der nur etwa 700 m³ Sek. fassen kann, keine ausschlaggebende Rolle mehr.

Die Donau und die Alpenflüsse haben an sich nur kurze Aufhöhungsstrecken, und auch dort ist die Aufhöhung nur gering; denn die Eintiefung brachte vielfach eine Flinzsohle in Bewegung und erzeugte daher bei der Eintiefung meist nur Schwemmstoffe, für deren Weiterbeförderung auch das stellenweise geringe Schleppvermögen der Donau überall ausreicht. So liegen in Flinz die ausgesprochenen Eintiefungsstrecken der Jller, ebenso die der Isar unterhalb München. Nur Lech und Inn gruben sich auf längeren Strecken in Kies ein und brachten größere Geschiebemassen in Bewegung. Den besten Beweis, daß die Aufhöhung in der Donau an keiner Pegelstelle sehr groß ist, gibt der Verlauf des Jahres-NW- und -MW-Stände an den Donaupegelstellen im Laufe der Jahrzehnte; mitgeholfen haben dazu die zahlreichen Baggerungen.

Es könnte daran gedacht werden, daß nicht die Aufhöhung, sondern gerade die Eintiefung eines Flusses die Hochwasserverhältnisse flußabwärts verschlechtert; denn zweifellos bildet sich durch eine fortschreitende Eintiefung die Mittelwasserkorrektion des Flusses zum Einheitsquerschnitt um; der Fluß kann nicht mehr ausufern, es werden ihm Rückhaltebecken genommen; die Abflußgeschwindigkeit wird erhöht. Gleiche Folgen sind zu befürchten, wenn weite Überschwemmungsflächen durch HW-Dämme ausgeschaltet werden. Es wurden hierüber eingehende Untersuchungen angestellt, die bereits oben Erwähnung fanden. Die Ergebnisse zeigten, daß die Ausschaltung von Rückhaltebecken, sei es infolge von Flußeintiefung oder infolge der Anlage von HW-Dämmen, doch nicht so entscheidend die HW-Stände zu beeinflussen vermögen, wie allgemein angenommen wird. So bewirken z. B. Volldammanlagen zum Schutze des Donauriedes, d. i. das Gebiet oberhalb Donauwörth, das in einer Ausdehnung von 70 km² bei größeren Wässern überschwemmt wird, bei manchen Hochwässern nur eine Erhöhung der Höchststände in der Donau ab Regensburg, d. s. ungefähr 150 km unterhalb des Donauriedes, um mehrere Zentimeter. Bei vielen Katastrophenhochwässern macht es hier überhaupt nichts mehr aus. Es darf daher mit Sicherheit gesagt werden, daß die heute schon bestehenden HW-Dämme und Eintiefungsstrecken zu wenig ausgedehnt sind, um ihnen die Hochwassernot der letzten Jahre zuschreiben zu können. Die Tatsache besteht, daß die Hochwässer der letzten Jahre auch an der Donau riesige Schäden angerichtet haben. Der Wert der angrenzenden Grundstücke ist mit den Fortschritten der Landwirtschaft von Jahr zu Jahr gestiegen.

Der Wille der Bevölkerung, die landwirtschaftliche Ausbeute des Bodens noch weiter zu steigern und die angebauten Flächen vor der Wiederkehr ähnlicher HW-Katastrophen zu schützen, stellt den Wasserbauer vor die verantwortungsvolle Aufgabe, die Hochwässer wirksam zu bekämpfen.

Es ist nun nicht schwierig, an einem Fluß für einzelne Stellen einen örtlichen Hochwasserschutz zu schaffen; denn dazu reichen meistens örtliche Baumaßnahmen aus, so z. B. Baggerungen, stellenweise Eindämmungen, Flußregulierungen, Beseitigung von Einbauten u. a.

Dagegen bedarf es vielseitiger Überlegung, um für lange Flußstrecken mit großen Nebenflüssen und verschiedenartigen Charakter des Einzugsgebietes einen wirksamen Hochwasserschutz zu finden, der sich auch vom wirtschaftlichen Standpunkte aus verantworten läßt. Für jedes einzelne Flußgebiet sind andere Verhältnisse für solchen Schutz maßgebend.

Für die bayerische Donau mit ihrem höhenreichen Einzugsgebiete liegt der Gedanke nahe, durch Schaffung von Rückhaltebecken die Hochwasserspitzen abzuflachen. Gerade in den Alpen und im Alpenvorlande lassen sich geeignete Stellen für Talsperrenbauten finden. Damit hat sich auch die Tagespresse beschäftigt, wobei auf Bauten gleichen Zweckes in der Schweiz und in Oberitalien hingewiesen wurde.

Allein so verlockend dieses Mittel erscheint, die Hochwassergefahr an der bayerischen Donau läßt sich dadurch nicht vollständig beseitigen, es müßte denn sein, daß man an allen größeren Nebenflüssen des nördlichen und südlichen Einzugsgebietes riesige Talsperren baut, nicht nur im Gebiet von Jller, Lech, Isar, Inn, sondern auch an oberer und mittlerer Donau, Wörnitz, Altmühl, Nab, Regen. Aber selbst bei einem derartigen Netz von Talsperren wäre der Hochwasserschutz bei einem solch langen Fluß wie die Donau nicht gesichert, weil in der Zeit des Ablaufenlassens der in den Speicheranlagen zurückgehaltenen Wassermassen durch weitere Niederschläge neuerdings Flutwellen entstehen, die im Hauptstrom in einer Weise ungünstig zusammentreffen können, die sich nicht voraussehen läßt. Weite Teile des Einzugsgebietes der Donau sind eben durch ihren Hoch- und Mittelgebirgscharakter zu leicht Hochwasserüberraschungen ausgesetzt. Die Meteorologie ist noch nicht in der Lage, auf mehrere Tage voraus Eintritt, Umfang und Stärke einer Überregnung vorauszusagen.

Was könnte endlich ein Netz von Talsperren nützen in Fällen, wo mehrere Hochwasserwellen in wenigen Tagen die Donau hinunterfließen und langanhaltende hohe Stände verursachen, so z. B. bei HW an der Jahreswende 1919/20. Damals hielt fast eine Woche lang in Regensburg eine Hochwasserführung von nahezu 2000 m³/Sek. an. Gegen solche Wassermassen kann man mit Speicherbecken nicht ankommen.

Talsperren nur an einzelnen Flüssen, nämlich im Jller-, Lech- und Isargebiet, deren Verwirklichung in erster Linie in Frage käme, würden bei manchen Hochwässern keinerlei Verbesserung im Donautal bedeuten. Denn an der Donau kommen, wie schon bei der Behandlung des Hochwasseraufbaues erwähnt wurde, Hochwässer auch zustande, ohne daß Flüsse aus den Alpen Hochwasser brachten. Nicht allein bei Taufluten ist dieser Fall möglich, sondern selbst im Sommer, wie gerade das Junihochwasser 1926 zeigte. Bei manchen Hochwässern allerdings, so bei dem großen Sommer-HW im Juli 1910 und Juli/August 1924, ließen sich durch Lech- und Jllersperren bei entsprechendem Stauraum die Höchststände der Donau im Straubinger Überschwemmungsgebiet um etwa 15 cm senken. Damit wäre aber nur wenig geholfen.

Wenn nun auch Sperrenbauten im Ober- und Mittellauf der großen Alpenflüsse keine wesentliche Besserung für die Donau selbst bringen können, so vermögen sie doch bei genügend großem Schutzraum die HW-Wellen im eigenen Flußlauf so abzuflachen, daß HW-Schäden durch Zerstörung von Bauten gemindert, unter Umständen sogar hintangehalten werden könnten. So hätten bei Bestehen von Talsperren im Ober- und Mittellauf von Jller und Lech bei dem HW vom Juni 1910 viele Millionen erspart werden können, die für die Behebung der Schäden und für die Wiederherstellung der zerstörten Ufer- und Wehrbauten ausgegeben werden mußten.

Wenn man also mittels Sammelbecken die Donau-HW selbst nicht befriedigend mindern kann, so bleibt nur noch der Dammschutz übrig. Es gibt zwei Arten von HW-Dämmen, Voll- und Überlaufdämme; sie beide haben ihre Vor- und Nachteile, und beide mögen daher für sich besprochen werden.

Volldämme sollen auch die größten HW-Mengen schadlos abführen. Bei der Bestimmung der größten HW-Menge an der bayerischen Donau kann man nur die HW nach 1870 in Betracht ziehen, als deren größtes das HW 1882/83 gilt; denn mit den HW-Untersuchungen in die Zeit vor 1870 zurückzugreifen, hat für die bayerische Donau keinen Wert, da ihre Abflußverhältnisse seit Ausbildung der zahlreichen Durchstiche, das ist seit 1870, sich von Grund auf geändert haben. Die nach dem HW 1882/83 bemessenen Dämme werden der Sicherheit halber noch um 80 cm überhöht für den Fall, daß eine noch größere Wassermenge zustande kommt, z. B. infolge von Eisstauungen, und auch mit Rücksicht auf zu erwartende Sohlenänderungen, Ungenauigkeiten der Bemessung beim Aufschlicken der Vorländer, Wellenschlag usw. Erst die Zukunft wird lehren, ob es richtig war, sich mit solcher Höhe des Sicherheitsmaßes zu begnügen.

Ob man sich für Volldämme entscheidet, hängt in erster Linie von ihrer Wirtschaftlichkeit ab. Diese ist um so geringer, je kleiner die dadurch geschützte Fläche ist, die auf 1 km Volldamm trifft. Darum ist beispielsweise für das Straubinger Becken eine Wirtschaftlichkeit kaum gegeben. Die Donau ist hier sehr krümmungsreich, eine Begradigung kommt aus verschiedenen Gründen nicht in Frage. Entweder umschließen Volldämme die Krümmungen, dann wird viel Land dem HW preisgegeben; oder sie fahren die Krümmungen aus, dann gibt es größere Dammlängen und -höhen. Das dortige Überschwemmungsgebiet ist zwar über 70 km lang, jedoch durchschnittlich nur 2 km breit. Aber abgesehen von den Krümmungen, muß bei einem geschiebeführenden Fluß wie die Donau ein ausreichendes Vorland zwischen den Dämmen dem HW preisgegeben werden, damit nicht durch die allzu große Einspannung des Wasserspiegels die Sohle in Unruhe kommt. Mit dem Hochwasserquerschnitt darf man hier also nicht in die Höhe, sondern muß in die Breite gehen, d. h. den Volldämmen links und rechts muß man genügenden Abstand geben. Ein berechtigtes Bedenken gegen Volldämme bleibt auch die Gefahr eines Dammbruches, da beim HW-Dammbau leider oft die Technik durch wirtschaftliche Rücksichten nicht genügend zur Geltung kommt. Auch gewissenhafte und gut organisierte Dammwehren reichen nicht immer aus; bricht

aber wirklich ein Volldamm, so wird jedenfalls örtlich ein viel größerer Schaden angerichtet, als ohne Eindämmung eingetreten wäre. Ferner werden an der Donau unterhalb Regensburg, trotz der Volldämme, wegen der Durchlässigkeit von Boden und Dämmen, die Fluren beiderseits durch Sicker- und Druckwasser teilweise und lange (bis zu 10 bis 14 Tagen) unter Wasser stehen. Binnenentwässerung durch Schaffung einer Vorflut ist meist nicht möglich und Pumpenanlagen sind kostspielig und nicht immer zuverlässig, abgesehen von der Schwierigkeit, die richtigen Ausmaße zu treffen. Endlich können durch Volldämme auch andere Belange am Fluß nachteilig getroffen werden, so Schiffahrt, städtische Kanalisation u. a. Auf die Erhöhung von Wassermenge und -stand in den Flußstrecken unterhalb der Volldammstrecken wurde schon oben hingewiesen.

Alle diese Nachteile geben die Wahl von Überlaufdämmen zu erwägen. Diese schützen nur bis zu einem gewissen Wasserstande, dann tritt das Wasser über. Meist ist es der Stand gefährlicher Sommer-HW, der ihre Kronenhöhe bestimmt, weshalb sie auch Sommerdämme heißen. Sie stellen ein Kompromiß dar, ein stillschweigendes Übereinkommen mit dem Himmel, daß er zur Vegetationszeit keine größeren Katastrophen-HW schickt. Darum werden sie in vielen Staaten, wie beispielsweise in Österreich, von vornherein abgelehnt. Neben diesen grundsätzlichen Bedenken bestehen noch weitere Nachteile. So kann das übergelaufene Wasser nicht mehr so rasch in den Fluß zurückströmen wie vor der Eindämmung, es bleibt daher länger auf Fluren stehen und richtet unter Umständen größeren Schaden an als zuvor. Weiter ist zu bedenken, daß die Gefälle in ein und derselben Flußstrecke einem Wechsel unterworfen sind je nach Wasserführung und Sohlenänderung durch Geschiebeführung. Deshalb ist es bei langen Dammstrecken kaum möglich, die Dammkrone so zu legen, daß der Überlauf bei allen höheren Wässern überall gleichmäßig oder regelmäßig an bestimmt gewählten Stellen eintritt. Nur zu leicht kann so erst recht Unzufriedenheit in die Bevölkerung getragen werden, wenn der eine unten im Wasser sitzt, während der andere oben im Trockenen thront. Ferner wird die Geschiebebewegung durch Überlaufdämme u. U. mehr erhöht als bei Volldämmen, weil infolge des geringeren Dammabstandes und der dadurch vermehrten Einspannung des Flusses die Stände kleinerer HW sich häufen. Auch konstruktive Bedenken bestehen bei Überlaufdämmen. Jedenfalls darf man die Höhe des Überlaufdammes um ein gewisses Maß, etwa 2 m, nicht überschreiten. Die binnenseitige Böschung sollte bei Kiesdämmen eine Neigung von etwa 1 : 6 erhalten. Zu leicht besteht sonst die Gefahr von Dammbrüchen. Auch auf Flußstrecken unterhalb der Dammstrecken bleiben Überlaufdämme nicht ohne Einfluß. Hier ist zu unterscheiden: Handelt es sich um ein HW, dessen Stände noch nicht über die Dammkrone hinausgehen, so wirken Überlaufdämme wie Volldämme, die hart an die Ufer gebaut sind; Höhe und Schnelligkeit der Scheitelwelle werden erhöht. Ist aber die Wirkung eines HW zu beurteilen, das die Dammkrone überflutet, so schwellen die Wasser bis zur Überlaufdammhöhe, also anfangs rascher an. Es kommt daher bis zur Kronenhöhe eine größere sekundliche Wassermenge zustande als ohne Damm. Dann aber tritt durch das Überfluten eine Entlastung des Flusses ein. Das hat zur Folge, daß bei solchen Hochwässern der Scheitelstand unterhalb der Überlaufdammstrecke keinesfalls erhöht wird, er senkt sich sogar unterhalb der Überlaufdammstrecke um einige Zentimeter, weil das Abflußvermögen im Flußschlauch bis zum Überlauf ein größeres geworden ist. Beim HW, deren Stände sich unter Überlaufhöhe halten, tritt daher in den Flußstrecken unterhalb der Eindämmung eine Verschlechterung der HW-Verhältnisse ein. Bei bedeutenden HW aber, die die Dammkrone hoch überfluten, können Überlaufdämme flußabwärts das HW nicht katastrophaler gestalten, es müßte denn sein, daß HW-Wellen von Zuflüssen dadurch noch ungünstiger aufbauen.

Im einzelnen Falle wird man durch das gegenseitige Abwägen der Vor- und Nachteile von Voll- und Überlaufdämmen sich für das eine oder andere zu entscheiden haben. Mancher dafür maßgebende Gesichtspunkt läßt sich zahlenmäßig nicht genau erfassen. Es gibt gerade an der Donau Strecken, wo die Rücksicht auf Wirtschaftlichkeit und andere zwingende Gründe sowohl Voll- wie Überlaufdämme verbieten, so beispielsweise im Straubinger Becken. Wenn in solchen Fällen durch bauliche Maßnahmen der HW-Gefahr nicht abgeholfen werden kann, so liegt das, wie schon Engels sagt, nicht an der mangelnden Einsicht und Tüchtigkeit des Ingenieurs, sondern an der Übermacht bestehender Verhältnisse.

Alle Rechte vorbehalten.

Amerikanische „Raupen"-Löffel- und -Grabenbagger.

Von Geheimrat **M. Buhle** und Dr.-Ing. **W. Franke** in Dresden.

(Schluß aus Heft 49.)

Der Vollständigkeit halber und zum Vergleich sei an dieser Stelle erwähnt, daß gegenwärtig auch in Deutschland ein Großbagger aufgestellt wird von der bekannten Baumaschinenfabrik Menck & Hambrock, Altona-Hamburg, der diese amerikanischen Bagger in den Abmessungen noch übertrifft. Der Löffelinhalt wird 6,5 m³ betragen. Es sind vier einfache Raupenbänder vorgesehen, deren gewaltige Abmessungen aus Abb. 11 ersichtlich sind. Diese Raupenbänder dürften die größten sein, die bisher überhaupt gebaut worden sind.

Die Anwendungen der Löffelbagger sind in den Vereinigten Staaten sehr vielseitig. Außer der bekannten Arbeitsweise als Schaufelbagger können sie durch Auswechslung in einen Eimerseilbagger (Abb. 12) umgewandelt werden und dann zum Herstellen muldenförmiger Vertiefungen und ähnlicher Erdarbeiten dienen. Überdies ist auch im Bedarfsfalle eine Umstellung auf den Kranbetrieb, d. h. wahlweise mit Haken, Greifer oder Magnet möglich; ferner kann durch eine weitere Sonderausrüstung der Bagger in eine Ramme umgewandelt werden.

In den letzten Jahren sind in Amerika noch zwei neue Umstellungsmöglichkeiten des Löffelbaggers eingeführt worden, die dieser vielseitigen Maschine eine noch weitergehende Verwendungsfähigkeit verschaffen, nämlich als Straßenbaumaschine. — Zunächst handelt es sich um eine (als „Ditcher", „Back hoe", d. h. Graber, bezw. Hacke bezeichnete) Sonderausrüstung des Schaufelbaggers, die vorzugsweise zum Herstellen von Gräben oder ähnlichen Vertiefungen benutzt wird. Gemäß Abb. 13 u. 14 schneidet der Löffel von oben herab, bezw. in Richtung nach dem Führer zu, also in umgekehrter Richtung wie beim gewöhnlichen Löffelbagger. Durch Einsetzen von Löffeln verschiedener Breite kann eine vorgeschriebene Grabenbreite eingehalten werden (etwa von 0,5 m bis 1,4 m); die Tiefe der Gräben kann bis zu 4 m betragen. Nachdem der Löffel während des Grabvorganges angefüllt ist, wird der Ausleger hochgewippt und ausgeschwenkt und schließlich die Entleerung des Löffels herbeigeführt. Die Handhabung der einzelnen Förderbewegungen durch den Baggerführer geschieht in ähnlicher Weise wie beim Löffelbagger. Eine weitere Sonderausstattung gestattet, den Löffelbagger in den „Skimmer" [d. h. etwa „Abrahmer" oder „Schichtenbagger"[5]] umzuwandeln (Abb. 15 u. 16), der durch die wagerecht nach vorn geführte Bewegung des Skimmerlöffels die Herstellung einer ganz gleichmäßigen ebenen Fläche ermöglicht. Weitverbreitete Anwendungen sind das Abheben von Straßendecken und das Einebnen des Geländes zur Vorbereitung von Straßenbauarbeiten. Mit dem einfachen Löffelbagger lassen sich diese Arbeiten nicht in gleich trefflicher Weise ausführen, und es ist daher verständlich, daß die neuen Maschinen ein großes Absatzgebiet im Straßenbau der Vereinigten Staaten gefunden haben.[5])

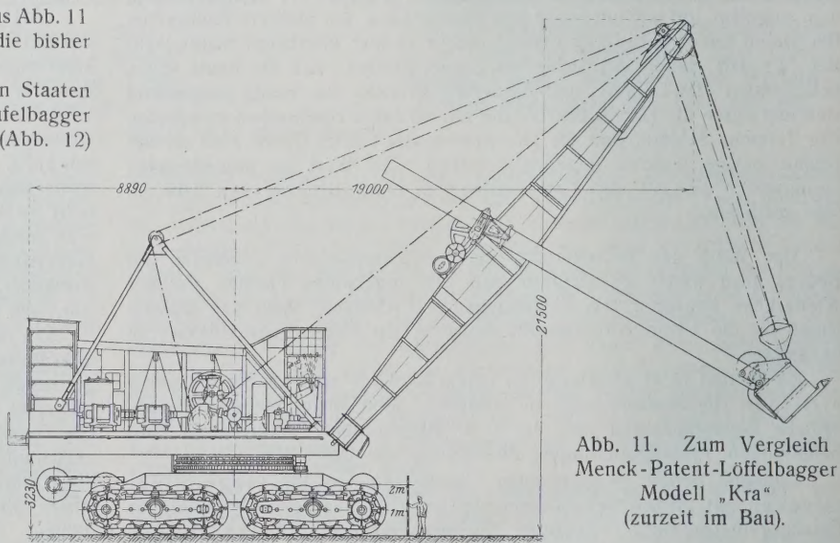


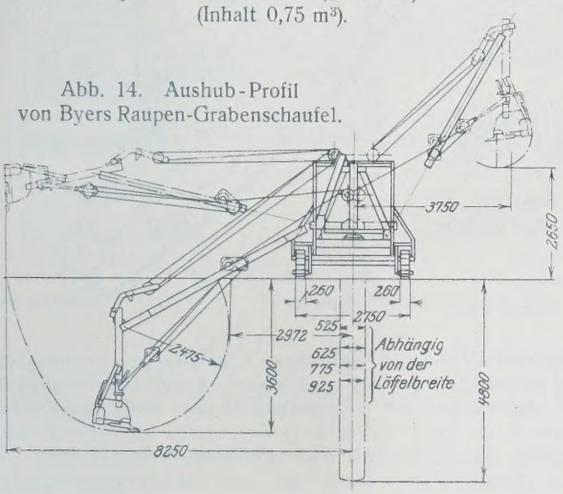
Abb. 11. Zum Vergleich Menck-Patent-Löffelbagger Modell „Kra" (zurzeit im Bau).

Bekanntlich werden in Amerika jährlich hunderte von Millionen Dollar für Straßenneubauten ausgegeben, um den dauernd in Steigung begriffenen

[5]) „Geräte und Maschinen des nordamerikanischen Landstraßenbaues" von Prof. Dr.-Ing. R. Woernle, Danzig 1926, Zementverlag G. m. b. H., Charlottenburg.

Abb. 13. Raupen-Grabenschaufel („ditcher") von Link-Belt (Inhalt 0,75 m³).

Abb. 14. Aushub-Profil von Byers Raupen-Grabenschaufel.



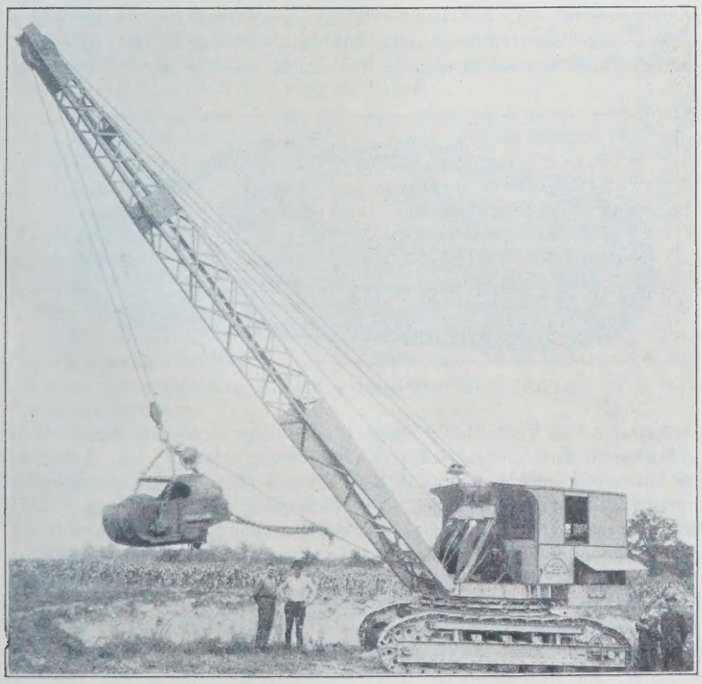
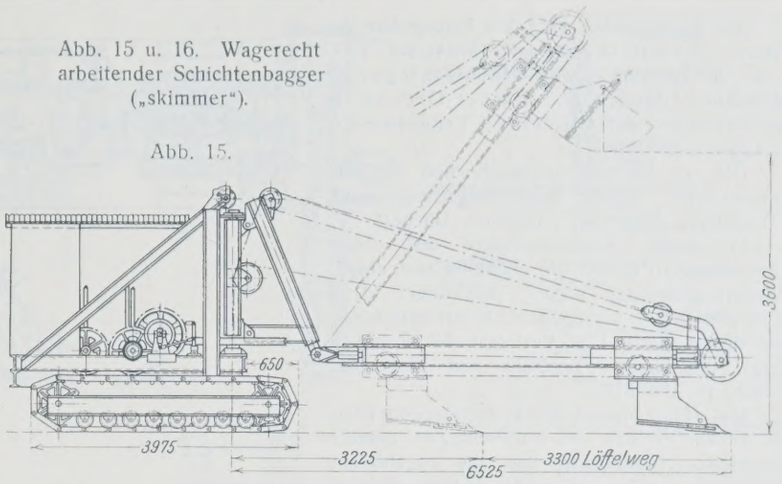


Abb. 12. Eimerseilbagger von Orton (Kran mit Schürfer).

Abb. 15 u. 16. Wagerecht arbeitender Schichtenbagger („skimmer").

Abb. 15.



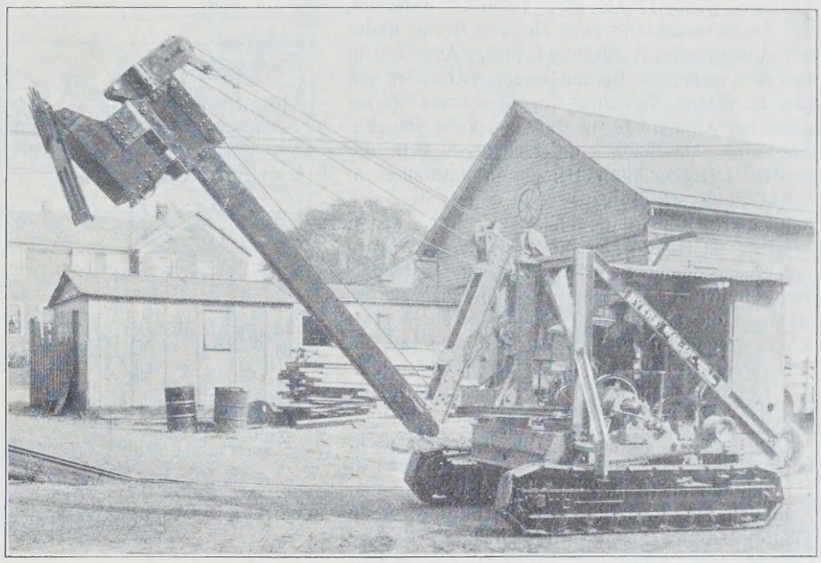


Abb. 16.

Autoverkehr auch in den abgelegenen Gegenden zu bewältigen. Bei dem Bau von Betonstraßen wird der Raupenlöffelbagger mit den erwähnten Umstellungsmöglichkeiten als Kran, Eimerseilbagger, Ramme, „Ditcher", „Skimmer" usw. benutzt, der zu Tausenden über das Land verteilt ist und je nach der ihm gestellten Förderaufgabe ausgerüstet sofort helfend eingreifen kann.

II. Grabenbagger.

Die amerikanischen Löffelbagger sind, wie gesagt, durch Mitlieferung von Sonderausrüstungen in der Regel so umstellbar, daß sie auch zum Ziehen von Gräben und ähnlichen Bodenvertiefungen verwendet werden können. Das Arbeiten mit diesen Maschinen erfordert vom Baggerführer eine geschickte Handhabung, um beim jedesmaligen Einsetzen des Löffels einen gleichmäßigen Schnitt zu erzielen. Die Regelung des Baggervorschubes ist dem Führer überlassen; bei tiefen Gräben ist der Ausblick vom Führerstande bis auf die Grabensohle sehr erschwert. Aus diesen betriebstechnischen Gründen haben sich in den Bedarfsfällen, wo im Baubetriebe umfangreiche und gleichförmige Grabenarbeiten zu bewältigen sind, Spezialmaschinen eingeführt, die ein gleichmäßigeres, fast selbsttätiges Baggern gestatten. Diese Grabenbagger gehören zur Art der in Deutschland verbreiteten Eimerkettenbagger, sind aber durchgängig verhältnismäßig leicht gebaute und praktische Baumaschinen, die in bequemer Weise von einer Baustelle zur nächsten befördert werden können. Ausgedehnte Verwendung finden diese Bagger für Gräben zum Verlegen von Wasser- oder Gasrohren, ferner für Schwach- oder Starkstromkabel und ähnliche Zwecke; sie bilden daher einen wichtigen Bestandteil des Maschinenparkes der amerikanischen Straßenbauunternehmer.

Durch den allmählich stattfindenden, zwangläufig gesteuerten Vorschub der auf Raupenbändern laufenden Maschine nebst Eimerleiter wird ein gleichmäßiges, dauerndes Abschürfen der Erdmassen herbeigeführt, so daß vollkommen „saubere" Gräben hergestellt werden können. Der Baggerführer hat hier eine mehr „kontrollierende" Tätigkeit des gesamten Triebwerkes auszuüben — im Gegensatze zu den zu Grabenbaggern umgestellten Löffelbaggern — wo der Führer bei jedem Förderspiele die Steuerung der einzelnen Bewegungsvorgänge selbst zu übernehmen hat.

Am bekanntesten sind die Erzeugnisse der Firmen: Austin in Muskegon (Michigan), Parsons in Newton (Jowa), Harnischfeger in Milwaukee (Wisconsin), Barber-Greene in Aurora (Illinois) und Cleveland Trencher Co. in Cleveland (Ohio).

Die in Amerika gebräuchlichen Bezeichnungen für diese Maschinengattung sind: „Trencher", „Excavator", seltener „Ditcher".

In engem Zusammenhange mit diesen Grabenbaggern stehen die ebenfalls von obigen Werken gelieferten sogen. „Backfiller" (d. h. etwa „Zufüller"), leichtgebaute Sondermaschinen, mit denen nach dem Verlegen der Rohre u. dergl. die Gräben zugefüllt und eingeebnet werden (s. Abb. 31).

Das Hauptgewicht des Grabenbaggers (Bauart Austin, Parsons und Harnischfeger), nämlich Eimerleiter, Förderband und die zugehörigen Triebwerke, ruht auf zwei kurzen Raupenbändern (Abb. 17 bis 23), während unterhalb der Antriebsmaschine zwei einfache breite Räder zur Verlagerung vorgesehen sind. Abweichend hiervon verlagern Barber-Greene (Abb. 24) und die Cleveland Trencher Co. die etwas kürzer gebauten Grabenbagger nur auf zwei Raupenbändern. Überhaupt unterscheiden sich die beiden letztgenannten Bagger grundsätzlich in ihrem äußeren Aufbau von den unter sich ähnlichen Konstruktionen der drei ersten Werke. So ist die Maschine von Barber-Greene mit einer heb- und senkbaren — einem Becherwerk ähnlichen — Schürfvorrichtung ausgestattet, während die Cleveland Trencher Co. einen etwa 3,8 t wiegenden Fräsbagger mit ringförmigem Schürfgerät (Abb. 25a u. b) auf den Markt bringt.

Die Raupenbauarten und deren Antriebe weichen zum Teil von denen der amerikanischen Löffelbagger wesentlich ab. Austin und Harnischfeger treiben das Raupenband von dem einen Umlenkrade an (Abb. 26), während Parsons den Zentralantrieb bevorzugt und die mittlere große Tragrolle (Abb. 27) zum Antriebe benutzt. Barber-Greene und Cleveland Trencher Co. haben etwas längere Raupenbänder, die ähnlich wie bei den amerikanischen Löffelbaggern durch eine Anzahl von Tragrollen unterstützt werden. Bei der Ausführung von Barber-Greene ist bemerkenswert, daß die beiden Raupen sich unmittelbar seitlich vom Schürfelevator (Abb. 24) befinden,

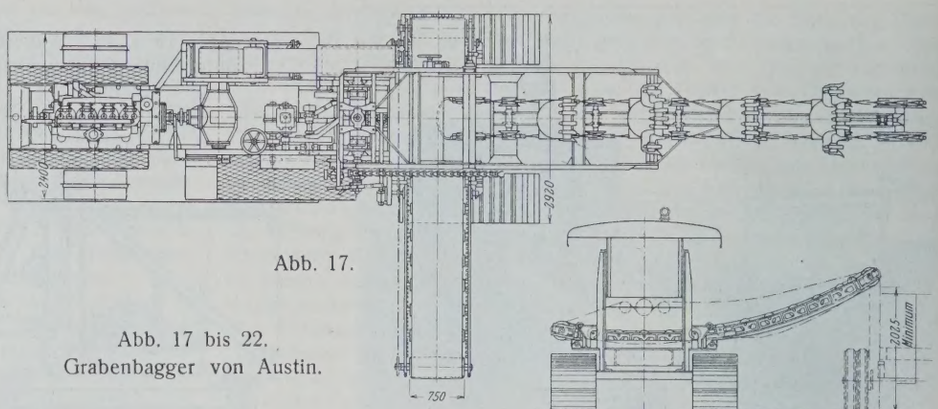


Abb. 17.

Abb. 17 bis 22.
Grabenbagger von Austin.

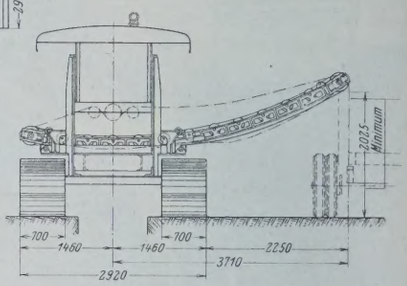


Abb. 18.

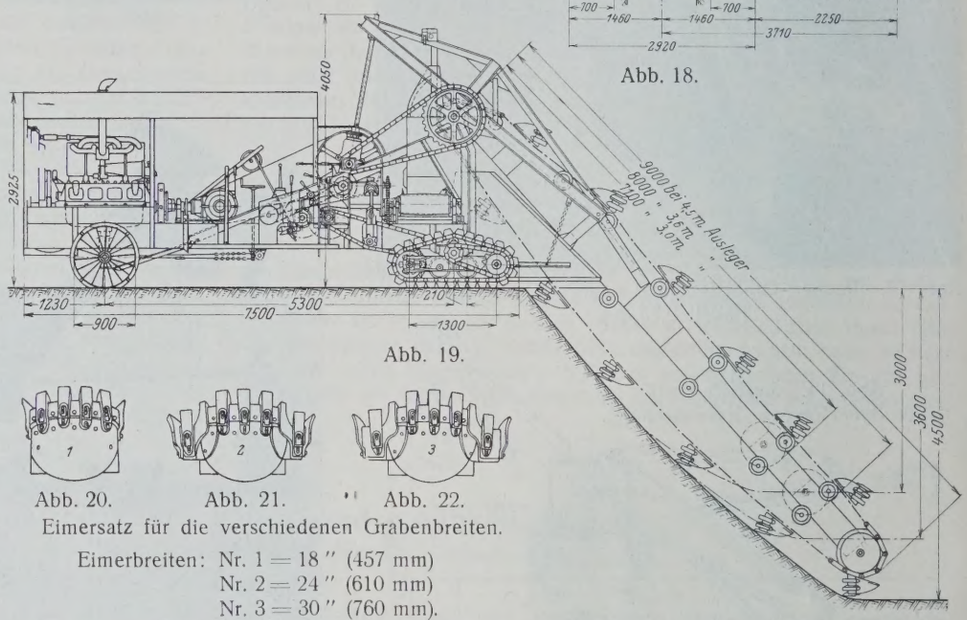


Abb. 19.

Abb. 20. Abb. 21. Abb. 22.

Eimersatz für die verschiedenen Grabenbreiten.

Eimerbreiten: Nr. 1 = 18 " (457 mm)
Nr. 2 = 24 " (610 mm)
Nr. 3 = 30 " (760 mm).

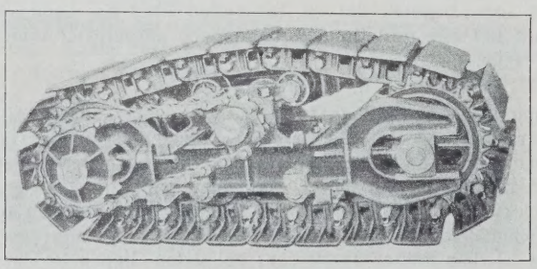


Abb. 26. Raupenband von Harnischfeger.

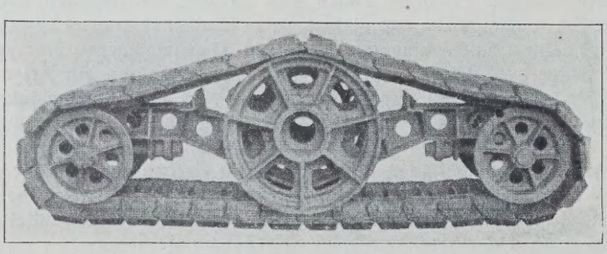


Abb. 27. Raupenband von Parsons.

um eine günstige Druckverteilung über die ganze Raupenlänge zu erzielen. Unter dem oberen Teile des Bandes ist außer einer gewöhnlichen Tragrolle noch eine weitere, an einem federnden Hebel (Abb. 28) befestigte Tragrolle angeordnet, die das Band unter Spannung hält. Meist findet man auf beiden äußeren Seiten der Raupen kräftige Schutzschilde, die das Eindringen von Erdreich und Steinen in die sich bewegenden Teile verhüten sollen.

Die Raupenglieder selbst weisen starke Unterschiede sowohl in der Form als auch in der Güte des Werkstoffes auf. Als einzige Herstellerin nimmt Austin Stahlbleche, die mit Hartholzstücken belegt sind. Das Raupenband fällt durch diese Maßnahme im Gewichte leichter aus; auch soll nach Angabe dieses Werkes eine schonendere Behandlung des Straßenpflasters gewährleistet werden, als dies bei den sonst üblichen Sonderstahlraupen der Fall ist. Parsons rüstet den Grabenbagger mit Stahlgußgliedern aus, die zur Gewichtsverminderung mit Aussparungen versehen sind: auch Harnischfeger hat eine ähnliche Bauart (Abb. 26), verwendet aber besonders behandelten Elektrostahlguß als Werkstoff für

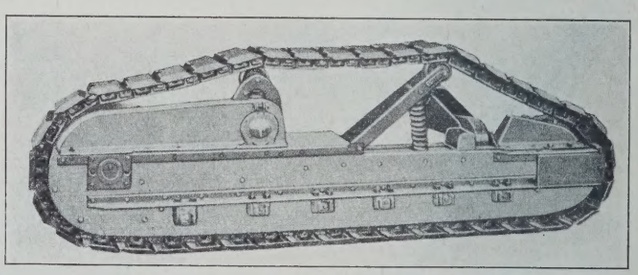


Abb. 28. Raupenband von Barber-Greene.

die Glieder. Die Verbindungsbolzen der Glieder untereinander werden aus hochwertigem Sonderstahl (z. B. Chrom-Nickelstahl), die Antriebsräder zuweilen aus Manganstahl gefertigt. Nachspannvorrichtungen der Raupenbänder sind von Austin und Harnischfeger an beiden Umlenkrollen vorgesehen. — Mit den Bodendrücken der Raupen geht man bei den Grabenbaggern nicht ganz so hoch wie bei den kleinen Löffelbaggern und läßt nur etwa 0,5 bis 0,6 kg/cm² zu.

Von Wichtigkeit ist die Verlagerung der Raupenbänder im Maschinenrahmen, so daß auch bei unebenen Bodenverhältnissen der Druck sich möglichst gleichmäßig verteilt. Barber-Greene legt besonderen Wert auf die sachgemäße Ausbildung der Dreipunktverlagerung (Abb. 29). Während die vordere, d. h. die am Becherwerk gelegene Achse im Querträger der

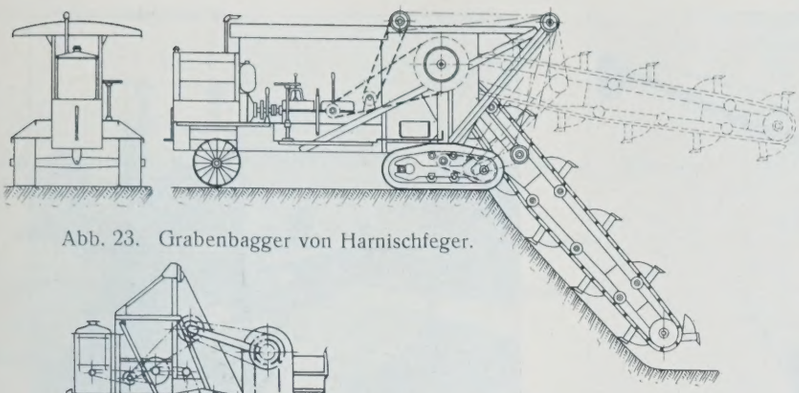


Abb. 23. Grabenbagger von Harnischfeger.

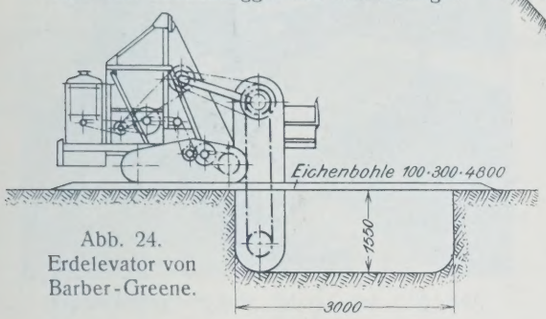


Abb. 24.
Erdelevator von
Barber-Greene.

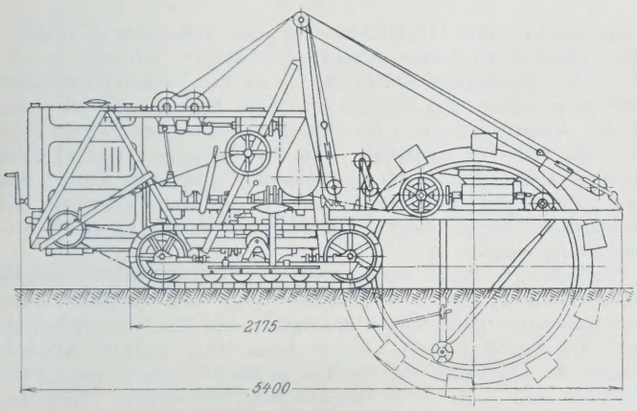


Abb. 25a.

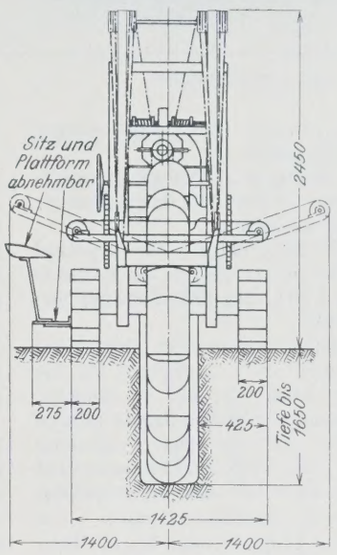


Abb. 25b.

Schaufelrad-(Fräs-)Bagger der Cleveland Trencher Co.

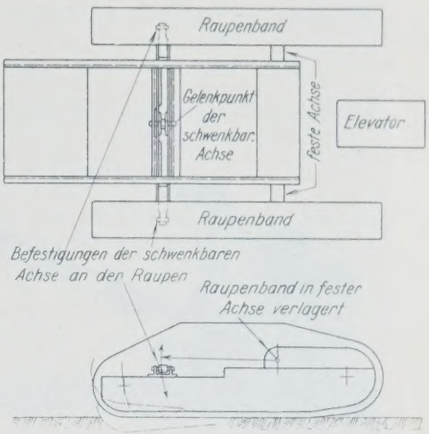


Abb. 29. Dreipunktverlagerung des Erdelevators von Barber-Greene.

Raupe starr verlagert ist, kann sich die Hinterachse um einen Zapfen bewegen, so daß auch bei der in dieser Abbildung wiedergegebenen Schräglage einer oder beider Raupen eine gleichmäßige Kraftübertragung erzielt wird.

Die Geschwindigkeit beim Graben richtet sich naturgemäß nach der Bodenbeschaffenheit sowie der Tiefe und Breite der Gräben und kann daher in verhältnismäßig weiten Grenzen schwanken. In der Regel sind drei bis sechs Geschwindigkeitstufen vorhanden, die nach Maßgabe der vorliegenden Förderbedingungen eingestellt werden können. Gleichzeitig mit der Grabgeschwindigkeit wird in demselben Geschwindigkeitsverhältnis der Vorschub des Baggers bewirkt.

Die Grabenbreiten, die mit den größeren Baggern der Werke von Austin, Parsons und Harnischfeger erreicht werden können, betragen 0,5 bis fast 2 m, bei der mittleren Type von Barber-Greene etwa 0,75 m und bei dem kleinen Modell der Cleveland Trencher Co. etwa 0,3 bis 0,5 m. — Grabentiefen sind entsprechend den Größen der Baggermodelle bis zu 4 m erzielbar. Durch Ansatzmesser, die zu beiden Seiten der Eimer angeschraubt werden (Abb. 20 bis 22), können die entsprechenden Grabenbreiten beim Baggern hergestellt werden; in der Regel werden diese Zubehörteile für drei bis vier verschiedene Breiten mitgeliefert.

Die Eimer selbst sind aus hochwertigem Stahl gefertigt, die leicht austauschbaren Reißzähne aus Mangan- oder Nickelstahl; auch für die Eimerkette wählt man ebenfalls derartige Stahlsorten, zuweilen auch geschmiedeten Stahl.

Beim Arbeiten mit dem Bagger von Barber-Greene lassen sich Gruben mit allseitig senkrechten Wänden (z. B. für Telefonmaste) herstellen, da der Schürfelevator heb- und senkbar eingerichtet ist (Abb. 24); bei den Baggern der übrigen Werke ist dies nicht in gleicher Weise möglich, da die Schräglage der Eimerleiter, bezw. die Kreisform beim Fräsbagger der Cleveland Trencher Co. dies nicht gestattet. Sämtliche Grabenbagger sind mit einem Querförderbande (Abb. 25 u. 30) versehen, welches das Fördergut von den Eimern übernimmt. Dieses Band, das 0,5 bis etwa 1 m breit ist, ist nach beiden Seiten herausziehbar und wirft das gebaggerte Fördergut längs einer Seite des Grabens ab. Zuweilen kommt es bei den Bauarbeiten vor, daß dicht neben den Gräben Telefonmaste stehen, die das Durchfahrtprofil der Maschine beengen. In diesem Falle kann das Band vorübergehend zurückgezogen und auf die entgegengesetzte Seite umgestellt werden. Auch der seitlich angebrachte Führersitz (Abb. 25a u. b) kann bei den kleineren Baggern abgenommen werden, um bei Behinderungen das Profil der Maschine freizugeben.

Bei der Mehrzahl der amerikanischen Grabenbagger ist die Höhenlage des Bandes verstellbar, so daß bei mäßiger Schräglage das Beladen von bereitstehenden Fahrzeugen (Abb. 18) ermöglicht wird.

Zum Antriebe dienen fast ausschließlich Gasolinmotoren, deren Stärke je nach Größe der Bagger sich zwischen 30 und 70 PS bewegt. Die Arbeitsübertragung vom Motor auf die Eimerkette wird von den einzelnen Werken konstruktiv verschieden gelöst; das Gleiche gilt für die Antriebszwischenglieder des Bandförderers und der Raupenbänder.

Zuweilen sind in dem abzubaggernden Boden größere Steine eingebettet, die von den Eimern nicht erfaßt oder gehoben werden können. Beim Auftreten derartiger unüberwindlicher Grabwiderstände tritt eine besonders ausgebildete Rutschkupplung in Tätigkeit, durch die auch der Baggerführer aufmerksam wird, der alsdann die Beseitigung des Hindernisses durch Hacke oder Brecheisen veranlaßt. Diese Rutschkupplung kann in der Regel für bestimmte höchstzulässige Grabwiderstände eingestellt werden und verhütet die übermäßige Beanspruchung aller kraftübertragenden Triebwerkteile und der Antriebsmaschine.

Am oberen Ende der Eimerleiter ist eine Reinigungsvorrichtung für die Eimer angeordnet, die um den Zapfen der Umführungsräder schwenk-

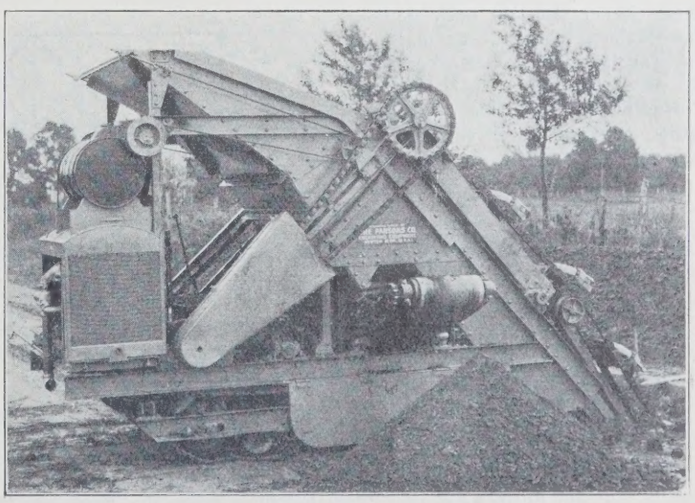


Abb. 30. Parsons Grabenbagger (Querförderer).

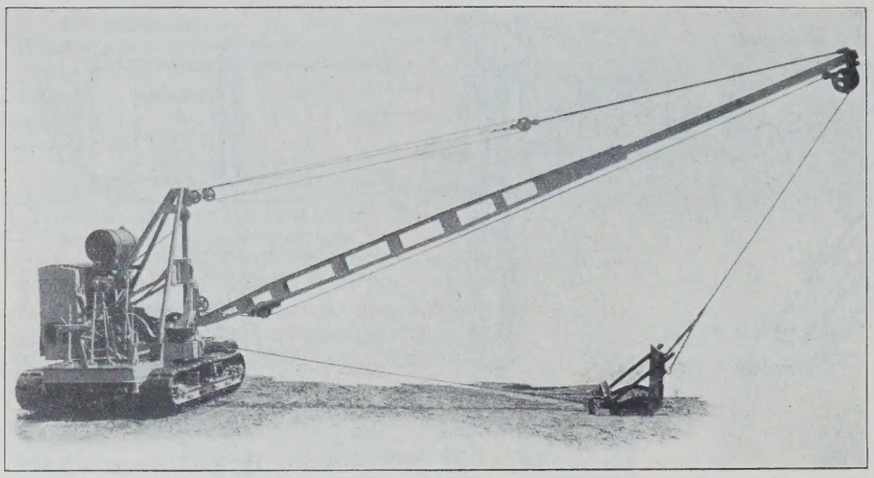


Abb. 31. Parsons Grabenzufüller.

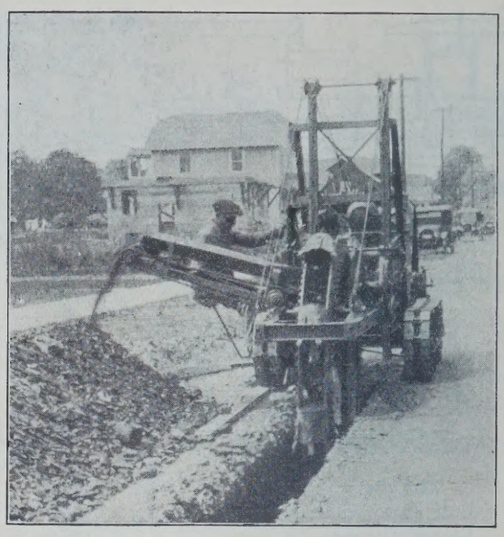


Abb. 32. Arbeitender „Baby"-Grabenbagger.

bar ist. Auch bei klebrigem Fördergut, z. B. Ton oder Lehm, werden hierdurch die Eimer gründlich selbsttätig gesäubert.

Die Schmierung aller drehbaren und sonstigen in Bewegung befindlichen mechanischen Teile geschieht von einer Zentralstelle durch Drucköl; meist wird das sogenannte „Alemitsystem" angewandt.

Während der leichteste Grabenbagger („Baby digger" der Cleveland Trencher Co.) nur etwa 3,8 t Gesamtgewicht besitzt, wiegen die größeren Eimerbagger (Austin und Parsons) bis etwa 20 t; der Schürfelevator von Barber-Greene hält mit 8 t ungefähr die Mitte.

Zum Zuschütten der von den Grabenbaggern gezogenen Gräben hat sich in den Vereinigten Staaten der „Backfiller" (d. h. „Zufüller") als eine verbreitete Sondermaschine herausgebildet (Abb. 31), die in ähnlicher Weise wie die auch in Deutschland bekannten Eimerseilbagger (Menck & Hambrock, Orenstein & Koppel) arbeitet und mit einem eigenartig ausgebildeten Schürfgerät das Abtragen der aufgeworfenen Erdmassen und das Zuschütten der Gräben nach Einlegung der Rohre oder Kabel ausführt.

Nur der Ausleger als solcher — nicht die Maschinenplattform — ist um fast 180° schwenkbar angeordnet; seine Länge beträgt bis zu 10 m. Das Schürfgerät ist mit Zähnen bewehrt. Eine große Zahl der mechanischen Einzelteile des Zufüllers ist ähnlich wie bei den Löffelbaggern bezw. Eimerseilbaggern gestaltet. Der Zufüller ist ebenfalls auf Raupenbändern fahrbar und kann stündlich bis zu 3 km zurücklegen. In der Minute lassen sich etwa 5 bis 8 Förderspiele ausführen, so daß das Zufüllen der Gräben — mit Handarbeit verglichen — in außerordentlich kurzer Zeit durchführbar ist. Wie beim Eimerseilbagger, so ist sinngemäß auch beim Zufüller für das Schürfseil eine Seilführung („Fairlead") vorgesehen, damit durch dessen selbsttätige Einstellung ein sicheres Aufwickeln — ohne unzulässige Ablenkung — auf die Trommel stattfinden kann, und zwar unabhängig von der jeweiligen Lage des Schürfgerätes während des Arbeitsvorganges. Die Schürfgeschwindigkeit beträgt rund 50 m/Min., die Hubgeschwindigkeit etwa das Dreifache. Das Gewicht eines Zufüllers beträgt etwa 5 bis 6 t, und nicht unerwähnt bleibe, daß auch eine Arbeitsweise als Kran — zum Heben von Baustoffen und Maschinenteilen — bis zu einer Tragkraft von etwa 800 kg durch einfache Umstellung möglich ist.

Die Grabenbagger bezw. Zufüller sind in den Vereinigten Staaten für Straßenbauzwecke sehr weit verbreitet. Sie sind imstande, auch unter den schwersten Bedingungen die ihnen vorgeschriebene Arbeit zu verrichten. »Dr. Franke sind z. B. im Januar 1927 mehrere kleinere Grabenbagger der Cleveland Trencher Co. in der Umgebung von Cleveland (Ohio) bei etwa — 10 ° C im Betriebe vorgeführt worden. Trotz des starken Frostes wurde das harte Erdreich in einwandfreier Weise abgehoben, so daß Gräben von vielen Kilometern Länge gezogen wurden (Abb. 32).

Auf Grund dieser bemerkenswerten Leistungen steht zu erwarten, daß auch in Deutschland diese außerordentlich an Handarbeit sparenden Grabenbagger mehr Beachtung finden werden, als es bisher der Fall gewesen ist.

Das Verhalten der Druckstreben im Fachwerkträger mit Unterteilung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat **Krabbe**, Essen.

Einige Sonderfälle gaben mir Veranlassung, das gegenseitige Verhalten der Druckstreben (D in Abb. 1) und der aus Zwischenpfosten V und Querträger gebildeten zugehörigen offenen Rahmen eingehender zu untersuchen, wobei sich ergeben hat, daß hier die Annahme einer oben am Rahmen angreifenden Kraft $= \frac{1}{100} \cdot D$, entsprechend der Berechnungsweise oben offener Brücken nach den Reichsbahnvorschriften, oder auch die Annahme eines Gelenkes in der Mitte der Strebe zu falschen Vorstellungen über die gegenseitige Wirkungsweise von Rahmen und Strebe führt.

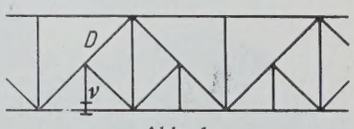


Abb. 1.

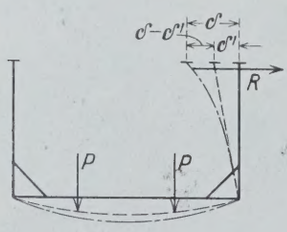


Abb. 2a.

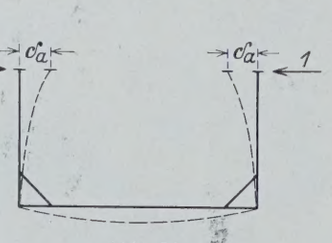


Abb. 2b.

Es bezeichne (Abb. 2a u. 2b):

δ' die Ausbiegung des freien Rahmens unter der Belastung P des Querträgers,

δ die wirkliche Ausbiegung des Rahmens unter Mitwirkung der Strebe D,

δ_a die Ausbiegung des freien Rahmens infolge einer wagerechten Kraft 1.

Dann ist der Widerstand R des Rahmens auf die ausgebogene Strebe:

$$(1) \qquad R = \frac{1}{\delta_a}(\delta - \delta').$$

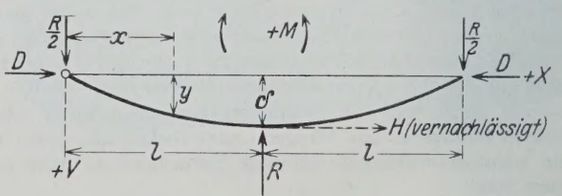


Abb. 3.

Die aus dem Pfosten V und der zugehörigen Nebenstrebe zusammengesetzte, in der Mitte der Strebe in der Richtung ihrer Achse wirkende Kraft H wird, da ohne nennenswerten Einfluß, vernachlässigt.

Die ausgebogene, in der Richtung der Achse mit einer Kraft D beanspruchte Strebe mit der Länge $2l$ ist dann, gelenkige Lagerung an den Enden angenommen, nach Abb. 3 belastet. Die Gleichung ihrer elastischen Linie (für den Teil $x = 0$ bis $x = l$) ist dann, da

$$(2) \qquad M = Dy - \frac{R}{2} \cdot x,$$

$$(3) \qquad \frac{d^2y}{dx^2} + \frac{D}{EJ} \cdot y = \frac{Rx}{2EJ}.$$

und, wenn gesetzt wird:

$$\sqrt{\frac{EJ}{D}} = a; \quad \frac{R}{2EJ} \cdot x = \varphi(x)$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} + \frac{y}{a^2} = \varphi(x) \tag{3a}$$

eine lineare Differentialgleichung zweiter Ordnung mit der Störungsfunktion $\varphi(x)$. Sie hat das Integral

$$y = \frac{e^{r_1 x}}{F'(r_1)}\left[C_1 + \int_0^x \varphi(x) e^{-r_1 x} dx\right] + \frac{e^{r_2 x}}{F'(r_2)}\left[C_2 + \int_0^x \varphi(x) e^{-r_2 x} dx\right], \tag{4}$$

wobei r_1 und r_2 die Wurzeln der quadratischen Gleichung:

$$F(r) = r^2 + \frac{1}{a^2} = 0 \tag{5}$$

sind. Aus Gl. 5 folgt:

$$r_1 = \frac{i}{a}; \quad r_2 = -\frac{i}{a};$$

$$F'(r) = 2r; \quad F'(r_1) = \frac{2i}{a}; \quad F'(r_2) = -\frac{2i}{a}.$$

Damit wird aus Gl. 4

$$\left.\begin{aligned} y = {} & \frac{a e^{\frac{ix}{a}}}{2i}\left[C_1 + \frac{R}{2EJ}\int_0^x x e^{-\frac{ix}{a}} dx\right] \\ & + \frac{a e^{-\frac{ix}{a}}}{-2i}\left[C_2 + \frac{R}{2EJ}\int_0^x x e^{\frac{ix}{a}} dx\right] \end{aligned}\right\} \tag{6}$$

$$\left.\begin{aligned} y = {} & C_1 \frac{a e^{\frac{ix}{a}}}{2i} - C_2 \frac{a e^{-\frac{ix}{a}}}{2i} + \frac{R a^2 x}{2EJ} \\ = {} & a \cdot \frac{C_1 - C_2}{2i} \cdot \cos\frac{x}{a} + a \cdot \frac{C_1 + C_2}{2} \cdot \sin\frac{x}{a} + \frac{R a^2 x}{2EJ} \end{aligned}\right\} \tag{7}$$

und mit Einführung neuer Festwerte

$$A = a \cdot \frac{C_1 - C_2}{2i}; \quad B = a \cdot \frac{C_1 + C_2}{2}$$

$$y = A\cos\frac{x}{a} + B\sin\frac{x}{a} + \frac{R a^2 x}{2EJ}. \tag{8}$$

Aus $x = 0$; $y = 0$ folgt $A = 0$; damit folgt aus Gl. 8

$$\frac{dy}{dx} = B\frac{1}{a}\cos\frac{x}{a} + \frac{R a^2}{2EJ}$$

und, weil für $x = l$ $\frac{dy}{dx} = 0$ ist:

$$B = -\frac{R a^3}{2EJ\cos\frac{l}{a}}.$$

Durch Einsetzung der Festwerte geht Gl. 8 über in

$$y = \frac{R a^2 x}{2EJ} - \frac{R a^3 \sin\frac{x}{a}}{2EJ\cos\frac{l}{a}} = \frac{R a^3}{2EJ}\left(\frac{x}{a} - \frac{\sin\frac{x}{a}}{\cos\frac{l}{a}}\right). \tag{9}$$

Die Ordinaten y der Gl. 9 setzen sich zusammen aus denen einer Sinuslinie und einer Geraden (Abb. 4); erstere hat, wie sich aus Gl. 9 leicht durch Differenzieren ergibt, für den Wert $x = l$ eine der Geraden parallele Tangente; der Wert y wird für $x = l$ ein Maximum und entspricht dem Werte δ in Abb. 2a u. 3.

Hiermit ergibt sich aus Gl. 9 für $x = l$

$$\delta = \frac{R a^3}{2EJ}\left(\frac{l}{a} - \operatorname{tg}\frac{l}{a}\right) \tag{10}$$

und, wenn gesetzt wird:

$$k = \frac{a^3}{2EJ}\left(\frac{l}{a} - \operatorname{tg}\frac{l}{a}\right) = \underline{\frac{a}{2D}\left(\frac{l}{a} - \operatorname{tg}\frac{l}{a}\right)} \tag{11}$$

$$\delta = Rk \text{ oder } R = \frac{\delta}{k}. \tag{12}$$

Aus Gl. 1 u. 12 folgt

$$\frac{\delta}{k} = \frac{\delta - \delta'}{\delta_a} \tag{13}$$

oder

$$\delta = \underline{\frac{k\delta'}{k - \delta_a}} \tag{14}$$

und mit Rücksicht auf Gl. 12

$$R = \underline{\frac{\delta'}{k - \delta_a}}. \tag{15}$$

Damit ergeben sich nach Ermittlung des Wertes k aus Gl. 11 in den Gl. 14 u. 15 sehr einfache und übersichtliche Formeln für die Ausbiegungen und Zusatzbeanspruchungen von Rahmen und Strebe, für letztere nach Gl. 2

$$M = D\delta - \frac{R}{2} \cdot l, \tag{16}$$

woraus sich ihre Gesamtbeanspruchung nach den Vorschriften der Reichsbahn (ω-Verfahren) ergibt:

$$\sigma = \omega \cdot \frac{D}{F} \pm \frac{M}{W_n} \leqq \sigma_{zul}. \tag{17}$$

Die Gl. 14 u. 15 sind deshalb sehr übersichtlich, weil in ihnen die Werte δ' und δ_a nur von dem elastischen Verhalten des Rahmens abhängig sind, der Wert k dagegen nur von dem elastischen Verhalten der Strebe; die Gleichungen geben ein unmittelbares Bild von der gegenseitigen Wechselwirkung von Rahmen und Strebe, wobei bemerkt sei, daß, wenn man hier zweckmäßig mit den Maßstäben t und cm rechnet, die Werte δ' und δ in cm, die Werte k und δ_a in $\frac{\text{cm}}{\text{t}}$ zu bemessen sind; δ_a ist der spezifische Widerstand des Rahmens, k der spezifische Widerstand der biegungsfesten Strebe.

Zunächst möge nun vorausgesetzt werden, daß gemäß Abb. 4 der Wert $\frac{l}{a} < \frac{\pi}{2}$ ist. Praktisch ist das fast immer der Fall, wobei bemerkt sei, daß $\frac{l}{a} = \frac{\pi}{2}$ oder $l = \sqrt{\frac{EJ}{D}} \cdot \frac{\pi}{2}$ oder $D = \pi^2 \cdot \frac{EJ}{(2l)^2}$

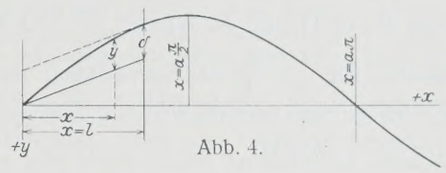


Abb. 4.

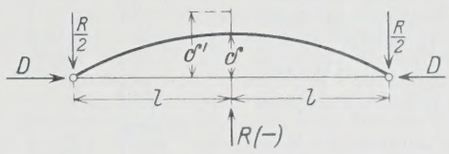


Abb. 5.

bereits die Knicklast nach Euler für die ganze Stablänge $2l$ bedeutet, während $\frac{l}{a} = \pi$ oder $D = \pi^2 \cdot \frac{EJ}{l^2}$ bereits die Knicklast für die halbe Stablänge l bedeutet, ein Fall, der praktisch selbstredend nicht vorkommen darf. Ist aber $\frac{l}{a} < \frac{\pi}{2}$, so ist in Gl. 11 $\operatorname{tg}\frac{l}{a}$ positiv und absolut stets $> \frac{l}{a}$, k also negativ. Damit folgt aus Gl. 14, daß δ positiv und $< \delta'$ ist, und ferner aus Gl. 15, daß R negativ ist. Danach ergibt sich eine Beanspruchung der Strebe nach Abb. 5; die Momente $D\delta$ und $\frac{R}{2} \cdot l$ nach Gl. 16 addieren sich.

Daraus folgt als sehr wichtiges Ergebnis:

1. Der Rahmen stützt sich auf die Strebe, deren Ausbiegung den Wert δ' nach Abb. 2a infolgedessen nicht erreicht.

2. In der Mitte hat die Strebe ihr größtes Moment; hier etwa ein Gelenk annehmen zu wollen, wäre widersinnig.

3. Die Strebe von der Länge $2l$ ist als ein auf Druck und Biegung beanspruchter Stab zu behandeln (nach Gl. 14). Es genügt also nicht, sie auf die ganze Länge $2l$ nach dem ω-Verfahren knicksicher zu gestalten, sondern sie muß außerdem noch die zusätzliche Biegungsspannung, die oft recht bedeutend ist, aufnehmen können.

4. Da die Kraft R von der Innenseite der Brücke nach außen wirkt, tritt eine Zusatzbeanspruchung des Querträgers nicht ein, dieser wird vielmehr entlastet.

Hieraus geht hervor, daß die Druckstreben im unterteilten Fachwerk sorgfältiger Berechnung bedürfen, wobei die zum Teil üblichen Annahmen (Kraft $= \frac{1}{100} \cdot D$ nach innen wirkend, entsprechend dem Verfahren bei Druckgurten oben offener Brücken nach der Reichsbahnvorschrift, oder Annahme eines Gelenks in der Stabmitte) völlig versagen.

Bisher wurde die in praktischen Fällen wohl stets vorliegende Annahme gemacht, daß der Wert $\frac{l}{a} < \frac{\pi}{2}$ sei. Es ist jedoch von Interesse, wie das gegenseitige Verhalten von Rahmen und Strebe bei größer werdendem $\frac{l}{a}$, d. h. bei sehr schlanken Streben, sich gestaltet. In Abb. 6 u. 6a sind (vergl. Abb. 4) die Biegungslinien der Strebe für verschiedene Verhältnisse

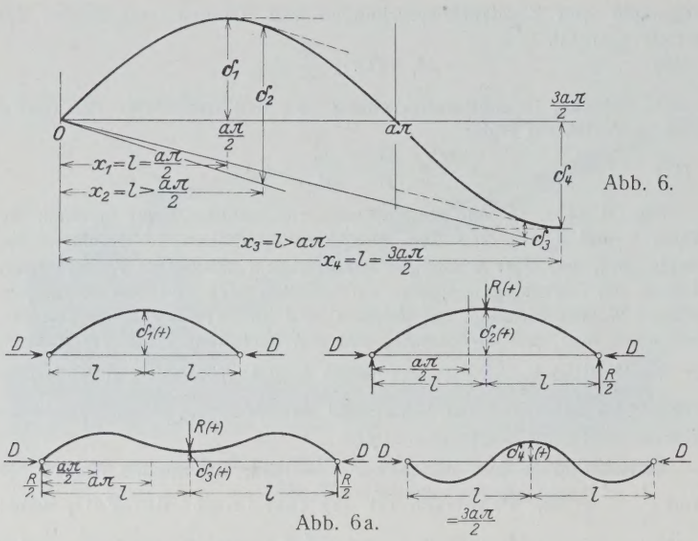


Abb. 6.

Abb. 6a.

$\frac{l}{a}$ von $\frac{\pi}{2}$ bis $\frac{3\pi}{2}$ dargestellt. Zur besseren Übersicht ist in Abb. 7 der Klammerwert der Gl. 11, also der Wert $k \cdot \frac{2D}{a} = k'$ für $\frac{l}{a}$ von 0 bis $\frac{3\pi}{2}$ dargestellt. Für $\frac{l}{a} < \frac{\pi}{2}$ ist k' und damit auch k negativ. Gl. 14 gibt für δ immer einen positiven Wert $< \delta'$, und Gl. 15 für R einen negativen Wert. $\frac{l}{a} = \frac{\pi}{2} : k = \infty$; der Wert δ in Gl. 14 ist aber nicht unbestimmt, sondern mit Rücksicht auf Gl. 14 ist in diesem Falle $\delta = \delta'$; $R = 0$; ein Ausknicken tritt nicht ein. $\frac{l}{a} > \frac{\pi}{2} : k$ positiv und zunächst absolut größer als δ_a. δ ist positiv und größer als δ'; R ist positiv, also von außen nach innen gerichtet, d. h. die Strebe stützt sich jetzt auf den Rahmen (Abb. 6a, Gl. 2 u. 3). (Der Einfluß der positiven Kraft R kommt in der Gestalt der Kurven mehr und mehr zum Ausdruck.)

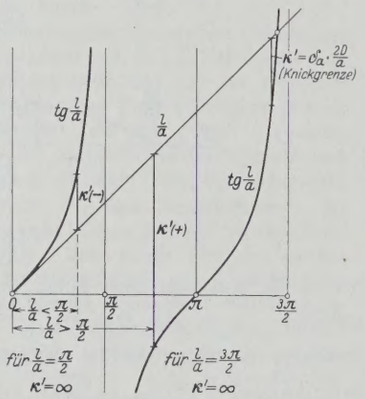


Abb. 7.

Nähert sich nun $\frac{l}{a}$ dem Werte $\frac{3\pi}{2}$, so tritt, bevor $k = 0$ wird, der Fall $k = \delta_a$ ein, womit nach Gl. 14 u. 15 δ und $R = \infty$ werden, also der Knickfall vorliegt. Spezifischer Widerstand des Rahmens und der Strebe sind gleich.

Oberhalb dieser Grenze ist aber wieder stabile Gleichgewichtslage möglich; bis k den Wert 0 erreicht, ist $k < \delta_a$ und positiv, also δ negativ und R negativ, dann wird wieder k negativ, also $\delta < \delta'$ und positiv, R negativ, bis schließlich bei $\frac{l}{a} = \frac{3\pi}{2}$ $k = \infty$, aber δ wiederum $= \delta'$ und $R = 0$ ist (Abb. 6a, Gl. 4). Selbstredend müssen bei den letzten Betrachtungen hinreichend schlanke Stäbe vorausgesetzt werden, so daß ihre hier betrachteten Formänderungen im elastischen Gebiete liegen.

Vorausgesetzt wurde bei der ganzen Abhandlung, daß die Größe der Kraft D von den Formänderungen der Strebe unabhängig ist, d. h. die Strebe als an ihren Enden beweglich gelagert angenommen werden darf. Das ist beim statisch bestimmten Fachwerk der Fall, beim statisch unbestimmten Fachwerk im allgemeinen nicht.

Beispiel: Als Beispiel diene die Druckstrebe D (Abb. 8) einer kürzlich vollendeten Brücke aus St 48. Die Strebe, deren Querschnitt in Abb. 10 dargestellt ist, ist nach den Vorschriften der Reichsbahn auf die ganze Länge $2l$ knicksicher berechnet, wobei sich ergibt bei einer Druckkraft $D = 230$ t

$$\sigma = \frac{\omega D}{F} = \frac{1{,}37 \cdot 230\,000}{184{,}1} = -1705 \text{ kg/cm}^2$$
$$(\sigma_{zul} = 1820).$$

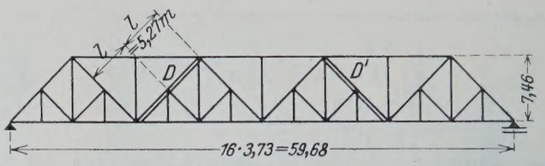


Abb. 8.

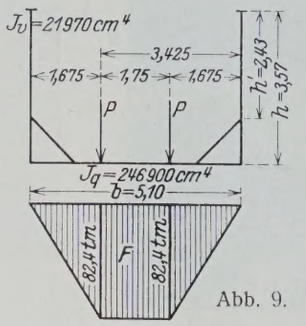


Abb. 9.

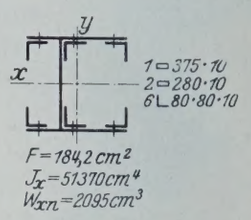


Abb. 10.

Die Strebe galt also als reichlich knicksicher bemessen. Nach den in Abb. 9 angegebenen Abmessungen des Rahmens ergibt sich

$$\delta_a = \frac{h^2 b}{2EJ_q} + \frac{h'^3}{3EJ_v} = \frac{357^2 \cdot 510}{2 \cdot 2100 \cdot 246\,900} + \frac{243^3}{3 \cdot 2100 \cdot 21\,970}$$

$$\delta_a = 0{,}066 + 0{,}1041 = \underline{0{,}170 \text{ cm/t.}}$$

$$\delta' = \frac{\Im h}{2EJ_q} = \frac{8240 \cdot 342{,}5 \cdot 357}{2 \cdot 2100 \cdot 246\,900} = \underline{0{,}972 \text{ cm.}} \quad \text{(Vergl. Abb. 9.)}$$

Nach Gl. 11 ist

$$k = \frac{a}{2D}\left(\frac{l}{a} - \operatorname{tg}\frac{l}{a}\right),$$

$$\text{wobei } a = \sqrt{\frac{EJ_x}{D}} = \sqrt{\frac{2100 \cdot 51\,370}{230}} = 685 \text{ cm.}$$

$$k = \frac{685}{2 \cdot 230}\left(\frac{527}{685} - \operatorname{tg}\frac{527}{685}\right)$$

$$\operatorname{tg}\frac{527}{685} = \operatorname{tg} 44^\circ 6' = 0{,}969.$$

$$k = \underline{-0{,}290 \text{ cm/t.}}$$

Damit wird nach Gl. 14

$$\delta = \frac{k\delta'}{k - \delta_a} = \frac{-0{,}290 \cdot 0{,}972}{-0{,}290 - 0{,}170} = \underline{+0{,}613 \text{ cm,}}$$

und nach Gl. 15

$$R = \frac{\delta'}{k - \delta_a} = \frac{0{,}972}{-0{,}290 - 0{,}170} = \underline{-2{,}11 \text{ t.}}$$

Die Strebe erhält also nach Gl. 16 ein Moment

$$M = D\delta - \frac{R}{2} \cdot l = \left(230 \cdot 0{,}613 + \frac{2{,}11}{2} \cdot 527\right) \text{tcm}$$

$$M = 141 + 555 = 696 \text{ tcm.}$$

Die Gesamtbeanspruchung der Strebe ist also nach Gl. 17

$$\sigma = \omega \cdot \frac{D}{F} \pm \frac{M}{W_n}$$

$$\min \sigma = -1705 - \frac{696\,000}{2095} = (-1705 - 332) \text{ kg/cm}^2$$

$$\min \sigma = \underline{-2037 \text{ kg/cm}^2} \quad (\sigma_{zul} = 1820).$$

Die Strebe ist also erheblich überbeansprucht. Der Querträger dagegen erhält keine Zusatzbeanspruchung, er wird vielmehr entlastet, da R negativ, also vom Innern der Brücke nach außen am oberen Ende des Rahmens angreift.

Bemerkt sei noch, daß die hier errechnete Beanspruchung der Strebe bei voll belastetem Querträger und größter Druckbeanspruchung der Strebe auftritt; diese größten Belastungen treten tatsächlich gleichzeitig auf, nämlich dann, wenn die Lokomotive an der Spitze des Zuges in das Feld der Strebe vorgerückt ist.

Selbstredend ist auch der Zwischenpfosten so zu bemessen, daß er außer seiner Beanspruchung in der Achse das durch die an seinem oberen Ende angreifende, nach außen wirkende Kraft R erzeugte Moment aufnehmen kann.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. November erschienene Heft 22 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Adolf Bühler: Der Umbau des Grandfey-Viaduktes der Schweizerischen Bundesbahnen. — Dipl.-Ing. Georg Torda: Allgemeines Verfahren zur Berechnung von Eisenbetonquerschnitten. — Regierungsbaurat Stern: Die Baukontrolle bei Eisenbetonbauten.

Die Zerstörung der Rheinbrücke bei Tavanasa. Die durch die Folgen eines Murganges am 25. September 1927 zertrümmerte und auf das linke Ufer des Rheines geworfene Eisenbetonbogenbrücke bei Tavanasa bietet die seltene Gelegenheit, aus dem Zustande und der Lage der Trümmer Schlüsse von allgemeinem Wert auf die Art der Zerstörung und die Güte der Ausführung ziehen zu können. Die Schweiz. Bauztg. vom 29. Oktober 1927 berichtet darüber folgendes:

Von der etwas schräg zur Brückenachse verlaufenden Hauptader des Murganges wurde zunächst der in Abb. 1 mit I bezeichnete, am rechten Widerlager anschließende Brückenteil getroffen, abgeschlagen und völlig vernichtet. Dadurch wurden die Scheitel- und Kämpferdrücke frei, die beiden vorher sich gegeneinander abstützenden Scheiben des Dreigelenkbogen-Tragwerks lösten sich voneinander und wurden von der lebendigen Kraft der niedergehenden Felsmassen auf das linke Ufer gerissen.

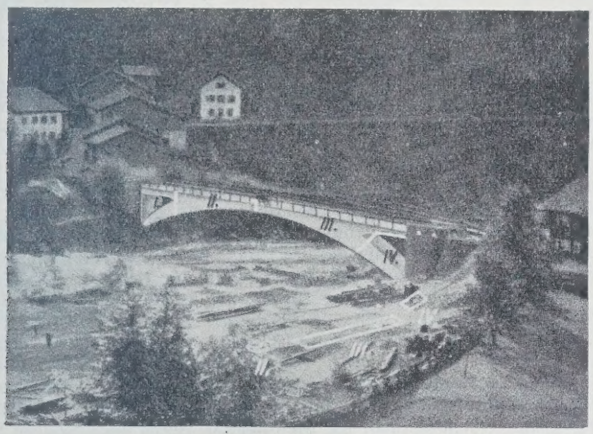


Abb. 1.

Abb. 2.

Abb. 1 läßt die Lage der Brückentrümmer oberhalb der linken Uferböschung erkennen, Abb. 2 zeigt die in Abb. 1 mit III bezeichnete linke Brückenhälfte von der vorher flußaufwärts gerichteten Seite.

Zieht man die gewaltigen an der Arbeit gewesenen Naturkräfte in Betracht, dann ist das Verhalten des Eisenbetons der leicht und gefällig wirkenden Brücke als sehr gut zu bewerten: Die Widerstandsfähigkeit der Bauweise gegen dynamische Auswirkungen gelangt in dem Verhalten der linken Brückenhälfte zu klarstem Ausdruck, und es zeigt sich, welch großen Widerstand richtig bewehrte und sachgemäß ausgeführte Eisenbetontragwerke zu leisten vermögen. Auch die Bleigelenke des Dreigelenkbogens haben sich bewährt. Einseitige Zusammenpressungen der Gelenkplatten oder ungleiche Einpressungen an den Gelenkstellen waren nicht festzustellen.

Das 22 Jahre alte Eisenbetonbauwerk zeigte an keiner der infolge der Zertrümmerung zahlreichen Rissestellen, die sorgfältig untersucht wurden, auch nur Spuren von Rost. Die Bewehrungseisen aus weichem Flußstahl waren sachgemäß verteilt, sorgfältig verlegt und nirgends zu eng angeordnet; der Abstand der äußersten Flächen der Bewehrungseisen von den Außenkanten und Außenflächen des Betons war an keiner Stelle kleiner als 25 mm. Absprengungen des Betons infolge von Rostbildung an Stellen zu nahe an die Oberfläche verlegter Eiseneinlagen wurden infolgedessen nirgends beobachtet. Der schwach plastische, gut verarbeitete Beton, der scharfkörniges, sauberes Material enthielt und ein Mischungsverhältnis von Sand : Kies $\approx$ 5 : 7 aufwies, gewährleistete eine innige Umhüllung der Eiseneinlagen. Der gut verarbeitete Beton war frei von Kiesnestern. Betonoberflächen und Betonkanten waren überall sehr gut erhalten und zeigten nirgends Frostschäden. Der weißliche, durch das Alter schwach getönte Kalkanstrich der Betonoberflächen, der das Bauwerk in der Natur freundlich in Erscheinung treten ließ, hat sich vorzüglich gehalten.

Neue Umstände für die Eisenbetonbauweise haben diese Untersuchungen nicht gebracht. Wohl aber haben sie bestätigt, daß mit Sachkenntnis hergestellte Straßenbrücken, unter Beachtung aller Eigenheiten der Eisenbetonbauweise, das für sie beanspruchte Vertrauen verdienen. Ki.

Dolezalek 50 Jahre akademischer Lehrer. Am 1. November d. Js. konnte der Geheime Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. ehr. Dolezalek auf eine 50 jährige Tätigkeit als akademischer Lehrer zurückblicken. Anläßlich dieses seltenen Jubiläums fand am 2. November eine Feier in der Aula der Technischen Hochschule Berlin statt, der der jetzt 84 jährige, noch in voller körperlicher und geistiger Frische stehende Jubilar seit 1907 als Professor für Eisenbahn- und Tunnelbau angehört. Obgleich seit mehreren Jahren von den Amtsverpflichtungen entbunden, versah er bis vor kurzem noch voll seinen Lehrstuhl, und jetzt erst wurde ein Nachfolger berufen, Oberregierungsbaurat Frevert, der vorläufig einen Teil und erst Ende 1928 die Lehrtätigkeit des Jubilars voll übernehmen wird.

Carl Dolezalek wurde am 1. November 1843 zu Marburg in Steiermark geboren und stand nach seinem Studium an der Technischen Hochschule zu Wien zunächst (1865 bis 1870) in österreichischen Eisenbahndiensten. 1871 wurde er Oberingenieur der Generalunternehmung der Nord-Ost-Bahn und leitete bis zum Jahre 1873 den Bau der Bahnstrecke Kiralyhaza—M. Szigeth. Nach einer Tätigkeit im Bureau der Unionbank in Wien trat er 1875 in die Dienste der Gotthardgesellschaft, zunächst als Vertreter des Bauleiters der südlichen Linien in Bellinzona (Tessin), darauf als Leiter der Gotthard-Tunnelbau-Abteilung in Göschenen. 1877 wurde er von dort als Professor der Bauingenieurwissenschaften an die Technische Hochschule Hannover berufen. Dort übernahm er die Lehrtätigkeit am 1. November 1877 zeitweilig und im April 1878 endgültig. In Hannover war er auch in zwei Amtsperioden hintereinander von 1886 bis 1892 Rektor der Technischen Hochschule. 1889 zum Geheimen Regierungsrat ernannt, wurde er 1907 an die Technische Hochschule Berlin als Professor für Eisenbahn- und Tunnelbau berufen.

Während dieser langen Lehrtätigkeit, in der er mehr als 4000 Studierende für den Ingenieurberuf hat ausbilden helfen, war er auch ein bekannter Gutachter und Ratgeber, und eine beträchtliche Anzahl von Aufsätzen, besonders über Eisenbahn- und Tunnelbau, Bohr- und Sprengarbeit, sowie auch seine größeren Werke über „Tunnelbau“ 1890 und „Der Eisenbahntunnel“ 1919, und „Zahnbahnen der Gegenwart“ 1905, geben Zeugnis von seiner schriftstellerischen Tätigkeit.

1907 wurde Dolezalek von der Technischen Hochschule Hannover zum Dr.-Ing. ehr., 1921 von der Technischen Hochschule Berlin zum Ehrenbürger und 1923 anläßlich seines 80 jährigen Geburtstages zum Dr.-Ing. ehr. ernannt. R.

Der beabsichtigte Neubau der Straßenbrücke über den Menai-Kanal, über den Eng. in Heft 3207 berichtet, bedeutet das Ende eines schönen, historisch und bautechnisch bemerkenswerten alten Bauwerks, nämlich der 1819 bis 1826 von Telford gebauten, 176,80 m weit gespannten Hängebrücke (Abb. 1), die bis heute die einzige Straßenbrücke zwischen der Insel Anglesey und dem Festlande von Wales ist.

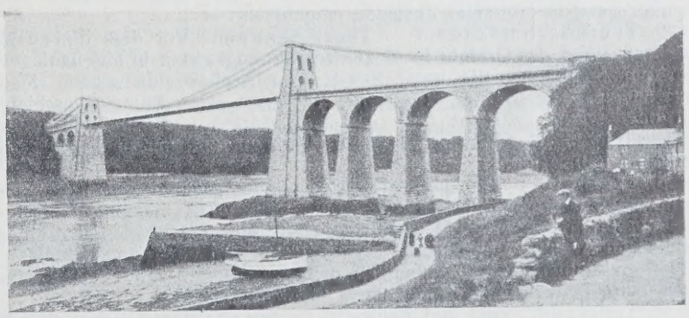


Abb 1.

Die Brücke war zunächst für ein Gesamtgewicht von 675 t berechnet, jedoch erfuhr dieses eine Erhöhung um fast 50 % dadurch, daß die von Telford vorgesehene leichte hölzerne Fahrbahn von 202 t Gewicht später durch eine solche von 527 t ersetzt wurde. Die neuerdings, nach mehr als 100 Jahren, vom englischen Verkehrsministerium vorgenommene gründliche Untersuchung der Kabel und der Aufhängung ergab eine durchaus einwandfreie Beschaffenheit, sehniges Gefüge der schwächer und kristallinisches Gefüge der stark beanspruchten Glieder trotz einer Beanspruchung von 1120 kg/cm², ausschließlich der gelegentlich recht erheblichen Windlasten.

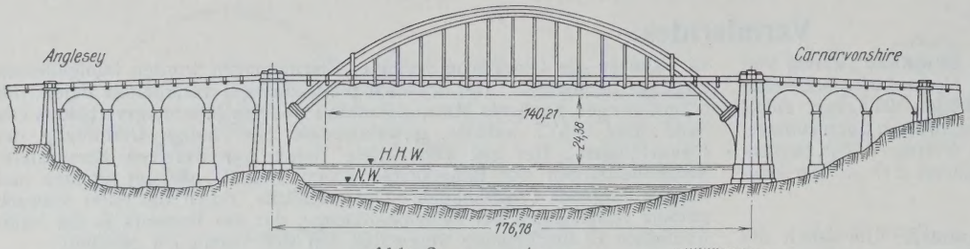


Abb. 2.

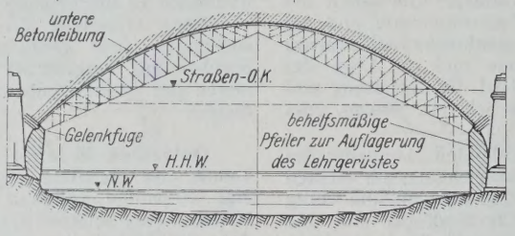


Abb. 4.

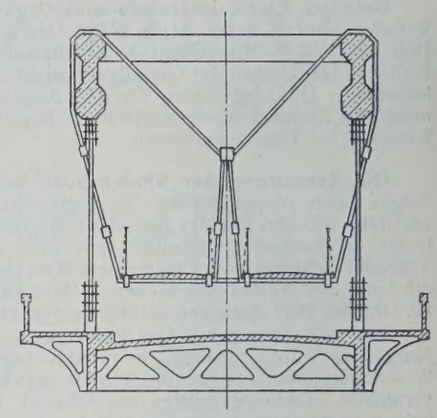


Abb. 3.

Obschon aus gefühlsmäßigen Rücksichten der Bau einer neuen Hängebrücke nahegelegen hätte und technisch durchaus möglich ist, entschloß man sich aus Gründen der Wirtschaftlichkeit, insbesondere in dem Wunsche nach Fortfall der häufigen Anstricharbeiten, zum Bau einer Eisenbeton-Bogenbrücke von rd. 167,50 m Spannweite. Diese wird die zurzeit weitestgespannte Eisenbeton-Bogenbrücke überhaupt sein.

Ihre nach Abb. 2 über die Fahrbahn geführten Eisenbetonbogen haben nach dem Vorbilde der Vesubie- und anderer französischer Brücken sowie demjenigen der Bauart Ljungberg I-förmigen Querschnitt und rd. 11,10 m Abstand von Mitte zu Mitte. Die bei dieser Bauart erzielten lichten Durchfahrtmaße von 24 m Höhe über HHW und 140 m Weite waren aus Rücksicht auf die Segelschiffahrt dringend erwünscht, so daß der an sich mögliche Bogen mit obenliegender Fahrbahn und in Hochwasserhöhe angeordneten Kämpfern verworfen wurde. Das Mauerwerk der auf beiden Ufern an die Stromöffnung anschließenden Anfahrten war in so einwandfreiem Zustande und seine Abmessungen so genügend, daß man auf eine Erneuerung verzichten durfte. Nur den Unterbau der jetzt durch den Bogenschub beanspruchten bisherigen Kabeltürme verbreiterte man und betonierte den bisher hohlen Innenraum aus; ihr über der Fahrbahn gelegener Teil wurde abgetragen.

Die Fahrbahn ist 9,14 m breit, nach beiden Seiten kragen Gehwege von je 3,43 m Breite aus, für die bei dem alten Mauerwerk der Landviadukte Eisenbetonkonsolen anzuordnen sind.

Ebenso wie die Bogen sind auch die fachwerkartig ausgebildeten Querträger und der starke Windverband in Eisenbeton hergestellt (Abb. 3). Die in 11,10 m Abstand angeordneten Hängestangen sind Walzprofile, die beweglich aufgehängt werden, um die Fahrbahn möglichst unabhängig von einer etwaigen Bewegung der Bogen zu machen. Sie sollen zunächst ohne Ummantelung eingehängt werden und erhalten diese erst bei Herstellung der neuen Fahrbahn.

Die Bauausführung ist nach Abb. 3 u. 4 so gedacht, daß man von den Ufern her auf behelfsmäßigen Betonpfeilern eiserne Fachwerk-Lehrgerüstbogen (Abb. 4) vorbaut und auf ihnen — um sie möglichst wenig und allmählich zu belasten — dann nacheinander Untergurt, Steg und Obergurt der I-Eisenbetonträger betoniert, das Lehrgerüst wieder entfernt und an den neuen Bogen mittels der in Abb. 3 erkennbaren Trossen und Seile die alte Fahrbahn aufhängt, damit den notwendigen Verkehr unterhält und inzwischen die neue Eisenbeton-Fahrbahn darunter herstellt. Dadurch, daß die Querträger der letzteren an Land vorbetoniert und fertig an Ort und Stelle verlegt werden, soll dieser Teil der Arbeiten möglichst beschleunigt werden. Ki.

Benennungen im Teerstraßenbau. (Ausgearbeitet vom „Teer-Ausschuß" der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau im August 1927.)[1])

1. Teertränkmakadam. In eine auf der Straße ausgebreitete Steinschlagdecke (unter Zugabe von Splitt) wird Teer (gegebenenfalls mit Asphaltzusatz) in erhitztem Zustande eingebracht.

2. Teermischmakadam — Teermakadam. Vor dem Einbau in die Straße wird das Gestein in einzelnen Körnungssorten in Mischanlagen mit Teer (gegebenenfalls unter Zusatz von Asphalt) überzogen. Man unterscheidet Teerschotter, Teersplitt, Teergrus. Der Einbau geschieht kalt oder warm, getrennt nach einzelnen Sorten und Schichten unter Berücksichtigung des Mindestmaßes an Hohlraum und der nachträglichen Verkehrskompression.

3. Teerbeton. Ein unter Berücksichtigung des Mindestmaßes an Hohlraum zusammengesetztes Gesteingemisch (nicht einzelne Gesteinkörnungssorten) wird in Mischanlagen mit Teer (gegebenenfalls unter Zusatz von Asphalt) überzogen. Beim Einbau wird die Teergesteinmasse gemäß Zusammensetzung einheitlich dicht verarbeitet. Die Teergesteinmasse wird heiß oder kalt eingebracht und dicht gewalzt.

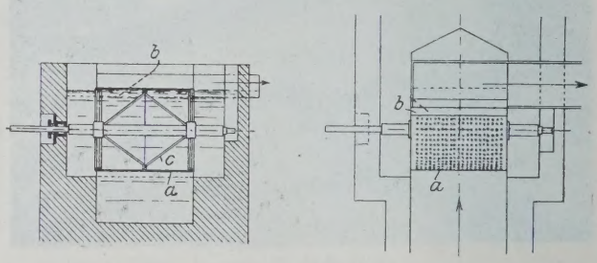
4. Teersand. Sand und Steinmehl werden so zusammengesetzt, daß die Mineralmasse ein Mindestmaß an Hohlräumen erhält. Diese Masse wird vor dem Einbau in Mischmaschinen mit Teer (gegebenenfalls unter Zugabe von Asphalt) gemischt und warm oder kalt eingebaut.

Signale mit Sparbeleuchtung. Auf der London- und Nordostbahn, in der Nähe von Darlington, werden zurzeit, wie „Railway Engineer" im Oktoberheft berichtet, Signale erprobt, die zwar Lichtsignale sind, deren Lampen aber nicht dauernd leuchten, sondern nur solange sich ein Zug in der Nähe befindet. Sie werden erst zum Leuchten gebracht, wenn ein Zug sich ihnen nähert, indem dieser einen Gleisstrom schließt, wodurch je nach dem Zustande der Strecke wiederum durch Vermittlung von Gleisströmen, die die Signale betätigen, rotes, gelbes oder grünes Licht erscheint. Wenn der Zug das Signal überfährt, geht das Licht auf Rot und erlischt dann, wenn der Zug etwa 1500 bis 1800 m weitergefahren ist. Den neuen Signalen wird große Sparsamkeit im Betriebe nachgerühmt. Da die Lampen nicht dauernd leuchten, ist ihre Lebensdauer erheblich verlängert, und außerdem ist der Stromverbrauch wesentlich geringer als bei dauernd leuchtenden Lampen. Ein Mangel besteht natürlich insofern, als die Signale bei einer Störung nicht, wie es sonst verlangt wird, rotes Licht zeigen. Man hält ihn aber für unbedenklich, weil jedes Signal als Vorsignal für das folgende ausgebildet und nicht anzunehmen ist, daß zwei aufeinanderfolgende Signale versagen; der Lokomotivführer wird außerdem, da die Signale in gleichen Abständen stehen, wissen, wann er ein Signal erwarten muß und infolgedessen auch das unbeleuchtete Signal bemerken. Das mag bei Tage der Fall sein, wie aber in der Nacht? Die Ersparnis mag erheblich sein; bei fünf Zügen in der Stunde, wobei für jeden während dreier Minuten Licht gezeigt werden muß, beträgt sie z. B. gegenüber den dauernd leuchtenden Lampen 75 %. Ob aber nicht die Mehrkosten wegen der größeren Sicherheit getragen werden müssen, scheint mindestens zweifelhaft. Wkk.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Drehbarer Trommelrechen. (Kl. 84 a, Nr. 446 470 vom 8. 1. 1926 von Firma H. Reichelt in Lichtenstadt b. Karlsbad, Tschechoslowakische Republik.) — An dem im Wasser drehbar gelagerten Trommelrechen *a* streift ein Abstreifer *b*, der die Schwimmsel ableitet. In dem Trommel-



rechen ist ein Schwimmkörper *c* eingebaut, der aus einem luftdicht geschweißten, hohlen Doppelkegel besteht. Dieser hebt die Gewichtswirkung des Trommelrechens auf, so daß er mit geringem Verschleiß seiner Lagerungsteile arbeitet.

Personalnachrichten.

Preußen. Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Erich Sachse, Max Krause, Richard Zacher und Friedrich Fath (Wasser- und Straßenbaufach); Alfred Küsel, Karl Wehrmeister und Paul Hutloff (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

[1]) Die Benennungen sind als Sonderdruck erschienen und durch die Geschäftstelle der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, Charlottenburg 2, Knesebeckstraße 30, zum Preise von 5 Pf. für das Exemplar zu beziehen.

INHALT: Die letzten Hochwässer an der bayerischen Donau, deren Aufbau, Ursachen und Bekämpfung. — Amerikanische „Raupen"-Löffel- und -Grabenbagger. (Schluß.) — Das Verhalten der Druckstreben im Fachwerkträger mit Unterteilung. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Zerstörung der Rheinbrücke bei Tavanasa. — Dolezalek 50 Jahre akademischer Lehrer. — Beabsichtigter Neubau der Straßenbrücke über den Menai-Kanal. — Benennungen im Teerstraßenbau. — Signale mit Sparbeleuchtung. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

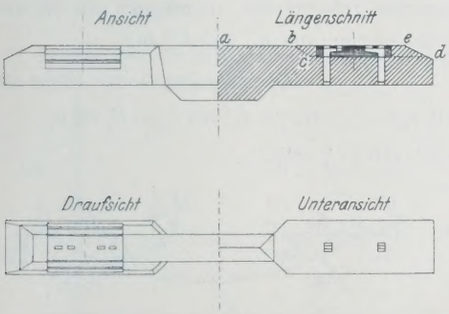
5. Jahrgang BERLIN, 2. Dezember 1927. Heft 52

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Frage der Eisenbetonschwelle.

Von techn. Reichsbahn-Oberinspektor **Ernst Friedrich Maier,** Crailsheim (Württ.).

Die Hauptursachen der frühzeitigen Zerstörung der Eisenbetonschwelle sind wohl bekannt, allein ihnen wirksam zu begegnen, ist bisher nicht gelungen. Damit scheint sich die wiederholt zum Ausdruck gekommene Auffassung fast zu bestätigen, daß eine wirklich brauchbare Lösung überhaupt nicht zu finden ist. Bevor jedoch die Möglichkeit endgültig verneint wird, sollten noch Versuche auf Grund der wertvollen Aufschlüsse, die die letzten Jahre in der Frage des Betonbaues gebracht haben und die vor allem für den Fortschritt der Eisenbetonbauweise von besonderer Bedeutung sind (vergl. „Fortschritte im Eisenbetonbau“ von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel in „Deutsche Bauzeitung“ 1927, Heft 1 u. 2), gemacht werden. Dies um so mehr, als auf Grund dieser Forschungsergebnisse neben einer wesentlichen Verbesserung der Schwelle auch eine Verbilligung ihrer Herstellung zu erwarten ist.



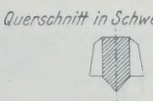


Abb. 1.

Eine der Hauptursachen für die frühzeitige Zerstörung der Eisenbetonschwelle bilden die Mittelrisse. Diese entstehen durch das sogenannte „Reiten“ der Schwelle. Zur Beseitigung dieses Mißstandes bringt Prof. Halter, München, eine Schwellenform mit verschiedenen Abmessungen in Vorschlag (vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 1). Die Abmessungen sind so gewählt, daß jede Schwellenform „eine elastische Linie mit gleicher Höhenlage in der Mitte und an den Enden aufweist“. Damit soll eine Überbeanspruchung in der Schwellenmitte und folglich die Ursache zur Mittelrißbildung ausgeschlossen werden. Ob in Wirklichkeit dieses Ziel erreicht wird, bleibt zweifelhaft. Der in der Rechnung als „Bettungsziffer“ eingesetzte Wert ist eben nie zuverlässig; er wechselt mit der Verdichtung der Bettung unter den Radlasten ganz erheblich.

Soll die Eisenbetonschwelle zuverlässig gegen die Bildung der Mittelrisse geschützt werden, so bleibt kein anderer Ausweg, als auf die Mittellagerung der Schwelle im Sinne einer Lastaufnahme bezw. -übertragung grundsätzlich zu verzichten. Wenn auch hierdurch ein Teil der Schwellenfläche — der übrigens bei der hier vorgeschlagenen Schwellenform äußerst gering ist — für die Druckübertragung verlorengeht, so ist dies im Hinblick auf das Erreichte von nebensächlicher Bedeutung. Sobald Belastung eintritt, senkt sich die Schwelle mehr oder weniger in die Bettung. Dieser Senkung muß, bei der Starrheit der Schwelle, auch die Schwellenmitte folgen können, ohne einer unzulässigen Beanspruchung auf Biegung ausgesetzt zu sein. Dies wird erreicht, wenn die Schwelle in der Mitte (auf etwa $^1/_4$ ihrer Länge) keine wagerechte, sondern spitzwinklige Unterfläche erhält (Abb. 1). Treten bei dieser Schwellenform die üblichen Senkungen auf, so wird die Schwellenmitte nie gefährlich belastet, da sie dem Druck ausweichen kann, indem sie sich in die Bettung „einschneidet“.

Dieser Keilansatz an der Unterseite der Schwelle bietet gleichzeitig ein willkommenes Hindernis gegen Verschiebungen (Wandern) und Verwerfungen des Gleises. Eine Gefahr letzterer Art ist sogar ausgeschlossen, wenn die Breite der Gleisbettung wesentlich verringert wird, wodurch erhebliche Ersparnisse erzielt werden können. Beim Einbau der Schwelle ist dieser Keilansatz keineswegs hinderlich. Sollen z. B. die Schwellen auf gewalzte Bettung verlegt werden, so wird während der Ausführung der Walzarbeit für jede Schwelle des jeweiligen Walzabschnitts ein dem Ansatz entsprechendes Keilstück aus Hartholz oder Beton (das wiederholt Verwendung finden kann) eingelegt, darüber gewalzt, das Keilstück herausgenommen und die Schwelle aufgelegt.

Den wichtigsten Teil der Eisenbetonschwelle bildet das Schienenlager. Ihm wurde denn auch bei allen Versuchen große Aufmerksamkeit gewidmet. Der Einbau einer elastischen Zwischenlage in der bei Eisenschwellen üblichen Weise genügt aber hier nicht. Die einzige erfolgversprechende Lösung dürfte nur darin liegen, daß die Eisenbetonschwelle an den Schienenlagern sowohl die Eigenschaften der Eisen- als auch der Holzschwelle zugleich aufweist. Und zwar die Eigenschaften der Eisenschwelle hinsichtlich Schienenbefestigung, die Eigenschaften der Holzschwelle aber in bezug auf Aufnahme und Übertragung der Lastwirkungen auf die Bettung. Durch erstere wird ein fester, dauerhafter Zusammenhalt des ganzen

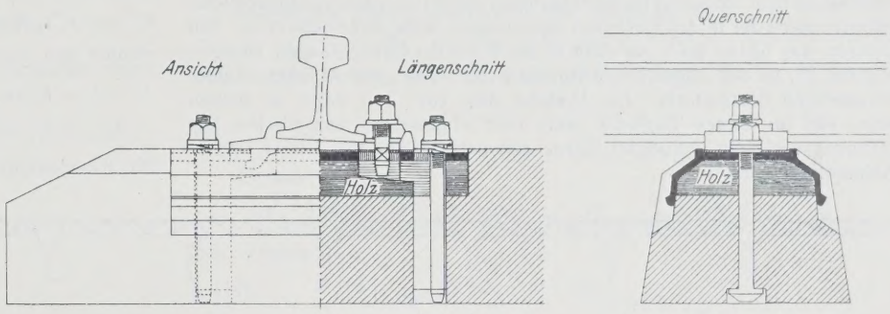


Abb. 2.

Gleises erzielt, durch letztere aber bleiben die außerordentlich schädlichen Erschütterungen der Schwelle vermieden. Als weitere selbstverständliche Forderung muß gelten, daß alle dem Verschleiß oder sonstiger Zerstörung ausgesetzten Teile des Lagers rasch und ohne große Kosten ausgewechselt werden können.

Aus diesen Forderungen ergibt sich die in Abb. 2 dargestellte Art der Lageranordnung: Die Eisenbetonschwelle erhält an den Lagerstellen eine „Aussparung“ zur Aufnahme der durchtränkten Holzzwischenlage. Auf diese wird ein Stück der üblichen Eisenschwelle (Rippenschwelle oder Eisenschwelle des Reichsoberbaues) aufgelegt, und zwar so, daß dieses Schwellenstück beiderseits auf den Beton übergreift, zunächst, um Verschiebungen zwischen Holz und Beton unmöglich zu machen, sodann aber auch, um die Holzzwischenlage gegen Witterungseinflüsse vollständig zu schützen. Das von oben durch die Schwellenausschnitte eindringende Tagwasser findet in den Aussparungen für die Befestigungsschrauben ungehinderten Abzug. Zwischen Eisenschwelle und Hakenzapfenplatte ist außerdem die übliche elastische Zwischenlage noch vorgesehen. Das Lager selbst wird mittels zweier Schrauben zusammengehalten; damit die Auswechslung der letzteren leicht, d. h. „von oben“, möglich ist, wird der Kopf in Form der Hakenschraube ausgebildet. Die Aussparung für die Holzzwischenlage bedeutet keinerlei Schwächung des Schwellenquerschnitts. Die eigentliche Konstruktionslinie der Schwelle verläuft nach *a—b—c—d* (Abb. 1); die Linie *a—b—e* ist nur wegen des soliden Einbaues des Holzlagers gewählt.

Wie bereits erwähnt, steht die Verwendung der Eisenbetonschwelle auch den neuerdings eingeführten Verfahren zur Erzielung tragfähigerer Bettung nicht entgegen. Im Gegenteil, die Eisenbetonschwelle verspricht sogar hier große Vorteile. Müssen z. B. beim Walzen der Bettung die Hohlflächen der Eisenschwellen erst mühsam mittels Füllkasten hergestellt und bei Holzschwellen deren ungleichmäßige Stärke und sonstige Unregelmäßigkeiten mittels Grusschicht ausgeglichen werden, so fallen bei Eisenbetonschwellen alle diese Umständlichkeiten weg; die Schwellen können unmittelbar auf die gewalzte Bettung aufgelegt werden. Allerdings dürften an die Walzarbeit selbst erhöhte Anforderungen hinsichtlich pünktlicher Durchführung zu stellen sein; diese Forderung wird aber durch raschen Fortgang der Gleislegung reichlich gelohnt. Die Erhaltung einer dauernd guten Gleislage bei geringstem Aufwande für Unterhaltung ist in weitgehendem Maße sichergestellt.

Bei einer Gesamtlänge der Eisenbetonschwelle von 2,40 m und einer Breite an den Lagerflächen von 30 cm ergibt sich, unter Vernachlässigung

des mittleren Schwellenteils, eine für die Lastübertragung in Betracht kommende Fläche von

$$2 \cdot 90^{vgl} \cdot 30 = 5400 \text{ cm}^2.$$

Beim Reichsoberbau auf Eisenschwellen sind auf den 15-m-Stoß vorhanden:

1 Breitschwelle $= 245^{vgl} \cdot 40^{vgl} =$	9 800 cm²
22 Mittelschwellen $= 22 \cdot 245^{vgl} \cdot 22^{vgl} =$	118 580 „
Zus. 24 Schwellen (1 Breitschwelle = 2 Mittelschwellen) mit	128 380 cm².

Zur Erzielung derselben Lagerfläche für den 15-m-Stoß sind Eisenbetonschwellen erforderlich:

$$\frac{128\,380}{5400} = 23{,}7 \approx 24 \text{ Stück},$$

also dieselbe Anzahl wie bei Eisenschwellen. Dabei ist aber zu beachten, daß die Eisenbetonschwellen eine weit zuverlässigere Übertragung sicherstellen als die künstlich unterbauten Eisenschwellen, daß also das Gleis bedeutend ruhiger liegt.

Eine Kostenangabe für die Eisenbetonschwelle mag zunächst unterbleiben, da zu einem einwandfreien Ergebnis nur auf Grund ausgedehnter Versuche gelangt werden kann. Dasselbe gilt hinsichtlich der Liegedauer, die ja von ausschlaggebender Bedeutung ist. Beträgt beispielsweise die Liegedauer in Hauptgleisen (nach Hohenberger, vergl. „Die Gleistechnik“ 1927, Heft 1) für getränkte Buchenschwellen durchschnittlich 19 Jahre, für Eisenschwellen durchschnittlich 25 Jahre, so muß ohne Zweifel die Liegedauer der Eisenbetonschwelle ein Mehrfaches der erstgenannten betragen, wenn sie sich als „Idealschwelle“ behaupten will. Diese Schwelle zu schaffen, sollte aber auf Grund der heutigen Erfahrungen, sowohl im Eisenbetonbau als auch im Gleisbau selbst, durchaus möglich sein.

Alle Rechte vorbehalten.

Der statisch bestimmte Kranbahnträger mit Y-Stützen.

Von Dr.-Ing. **Günter Worch**, Privatdozent an der Technischen Hochschule Darmstadt.

Durchlaufende Kranbahnträger werden, wenn man von der Ausbildung als statisch unbestimmte Systeme absieht, in der Regel so ausgeführt, daß man einen einfachen Balkenträger an den anderen reiht. Seltener findet man den Gerberträger, der, obwohl er hinsichtlich des Materialverbrauchs dem einfachen Balken überlegen ist, bei manchen Konstrukteuren jedoch wegen der in den Gelenken auftretenden Stöße nicht beliebt ist. Ein System, das bisher noch gar nicht in den Kreis der Betrachtungen gezogen worden ist, ist der Träger mit Y-Stützen (Abb. 1), so genannt wegen seiner eigenartigen Stützenform. Die Ursache mag zum Teil darin zu suchen sein, daß für dieses Tragwerk noch kein allgemeines analytisches Berechnungsverfahren vorliegt.[1]) Dem abzuhelfen, soll der Zweck dieser Abhandlung sein.

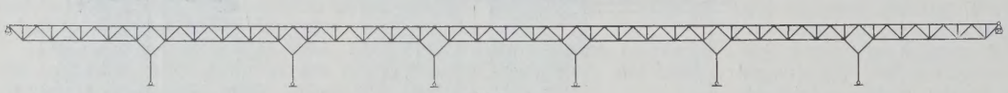


Abb. 1.

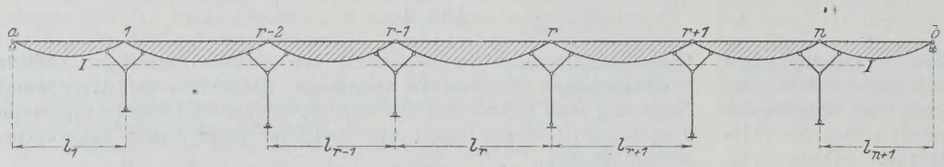


Abb. 2.

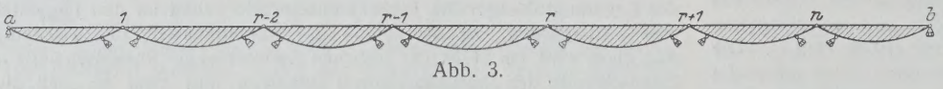


Abb. 3.

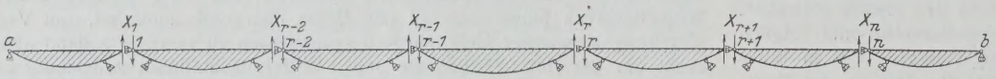


Abb. 4.

Um zu allgemein gültigen Formeln zu gelangen, betrachten wir einen Träger über $n+1$ Öffnungen l_1, l_2 . . . l_r . . . bis l_{n+1}; ferner sei es gleichgültig, ob der Träger in Vollwand- oder Fachwerkbauweise ausgeführt wird und welche Form man den Einzelträgern gibt (Abb. 2). Wir legen durch die beiden Schrägstäbe jeder Innenstütze einen Schnitt I—I und ersetzen die Wirkung dieser Stäbe durch ihre Spannkräfte K. Denken wir uns noch diese Spannkräfte K als Auflagerdrücke beweglicher Auflager gedeutet, so erhalten wir für den oberen abgeschnittenen Teil das in Abb. 3 dargestellte Bild. Mit diesem System wollen wir uns vorerst befassen.

Wie man erkennt, ist das in Abb. 3 dargestellte Tragwerk n-fach statisch unbestimmt; als statisch unbestimmte Größen X_1 bis X_n führen wir die in den Gelenkpunkten 1 bis n auftretenden Querkräfte ein.

Beseitigt man diese Größen X, so erhält man statt der Gelenke lauter Auflager, die in lotrechter Richtung beweglich sind. Abb. 4 zeigt das so entstandene statisch bestimmte Hauptsystem; um nicht noch eine weitere Figur zeichnen zu müssen, seien die X-Werte ebenfalls in dieser Abbildung angegeben.

Wir trennen nun den r-ten Träger aus dem System heraus (Abb. 5). Als angreifende Kräfte wirken auf diesen die Belastung, die hier der Einfachheit halber durch eine schräge Last Q_r dargestellt wird, die wagerechte Kraft W_r als Auflagerdruck des $(r+1)$-ten Trägers sowie die beiden lotrechten Kräfte X_{r-1} und X_r. Die widerstehenden Kräfte sind die beiden schrägen Auflagerdrücke K_r^l und K_r^r sowie der wagerechte Auflagerdruck W_{r-1}. Bezeichnen wir mit φ_r und ψ_r die Winkel, unter denen K_r^l und K_r^r gegen die Wagerechte geneigt sind, so erhalten wir die lotrechten und wagerechten Komponenten von K_r^l und K_r^r zu:

$$A_r = K_r^l \sin \varphi_r \qquad B_r = K_r^r \sin \psi_r$$

$$H_{ra} = K_r^l \cos \varphi_r = A_r \operatorname{ctg} \varphi_r \qquad H_{rb} = K_r^r \cos \psi_r = B_r \operatorname{ctg} \psi_r.$$

Die Komponenten der Last Q_r seien P_r und N_r.

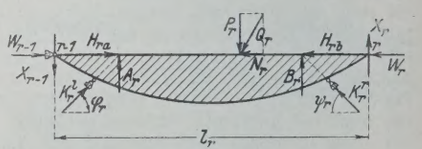


Abb. 5.

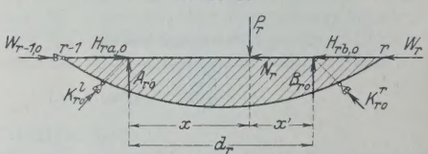


Abb. 6.

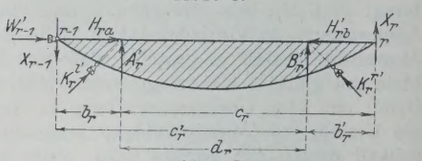


Abb. 7.

Für die weitere Rechnung erweist es sich nun als zweckmäßig, den Einfluß der Kräfte Q_r und W_r sowie den von X_{r-1} und X_r getrennt zu untersuchen.

Die widerstehenden Kräfte infolge der Belastung durch Q_r und W_r wollen wir durch den Index 0 kennzeichnen. Die Auflagerkomponenten A_{r0} und B_{r0} sind dann weiter nichts als die Auflagerkräfte eines einfachen Balkens mit überkragenden Enden infolge der gegebenen Belastung. Für unsere Einzellast P_r wird z. B. mit den Bezeichnungen von Abb. 6:

$$A_{r0} = P_r \frac{x'}{d_r} \qquad B_{r0} = P_r \frac{x}{d_r}.$$

Die wagerechten Komponenten der K ergeben sich dann zu

$$H_{ra,0} = A_{r0} \operatorname{ctg} \varphi_r \qquad H_{rb,0} = B_{r0} \operatorname{ctg} \psi_r$$

und

$$W_{r-1,0} = W_r + N_r - H_{ra,0} + H_{rb,0}.$$

Die Auflagerdrücke infolge der Belastung mit X_{r-1} und X_r sollen durch einen Strich als Index gekennzeichnet werden. Mit den in Abb. 7 angegebenen Abmessungen erhalten wir:

$$A_r' = \frac{1}{d_r}(X_{r-1}\, c_r' + X_r\, b_r')$$

$$B_r' = -\frac{1}{d_r}(X_{r-1}\, b_r + X_r\, c_r)$$

$$H_{ra}' = A_r' \operatorname{ctg} \varphi_r \qquad H_{rb}' = B_r' \operatorname{ctg} \psi_r$$

und

$$W_{r-1}' = -H_{ra}' + H_{rb}'.$$

[1]) Auf kinematischem Wege ist dieses System zwar schon von mehreren Forschern behandelt worden, jedoch auch nur für den einfachen Fall von zwei bis drei Öffnungen (vergl. z. B. Müller-Breslau: Die graphische Statik der Baukonstruktionen. Bd. 1, S. 547).

Durch Summation dieser beiden Teilzustände erhalten wir für den ursprünglichen Zustand nach Abb. 5:

$$(1)\quad \begin{cases} A_r = A_{r0} + \dfrac{1}{d_r}(X_{r-1}\,c_r' + X_r\,b_r') \\ B_r = B_{r0} - \dfrac{1}{d_r}(X_{r-1}\,b_r + X_r\,c_r) \\ H_{ra} = A_r \operatorname{ctg}\varphi_r \qquad H_{rb} = B_r \operatorname{ctg}\psi_r \\ W_{r-1} = W_r + N_r - H_{ra} + H_{rb}. \end{cases}$$

Entsprechend ergeben sich für den $(r+1)$-ten Träger die Werte

$$(2)\quad \begin{cases} A_{r+1} = A_{r+1,0} + \dfrac{1}{d_{r+1}}(X_r\,c_{r+1}' + X_{r+1}\,b_{r+1}') \\ B_{r+1} = B_{r+1,0} - \dfrac{1}{d_{r+1}}(X_r\,b_{r+1} + X_{r+1}\,c_{r+1}) \\ H_{r+1,a} = A_{r+1}\operatorname{ctg}\varphi_{r+1} \qquad H_{r+1,b} = B_{r+1}\operatorname{ctg}\psi_{r+1} \\ W_r = W_{r+1} + N_{r+1} - H_{r+1,a} + H_{r+1,b}. \end{cases}$$

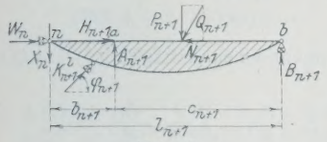


Abb. 8.

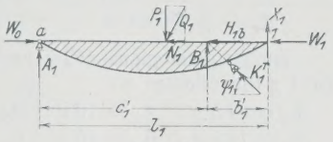


Abb. 9.

Führt man dieselben Untersuchungen auch für die Endfelder durch, so erhält man (vergl. Abb. 8 u. 9):

$$(3)\quad \begin{cases} A_1 = A_{10} + X_1 \cdot \dfrac{b_1'}{c_1'} \\ B_1 = B_{10} - X_1 \cdot \dfrac{l_1}{c_1'} \\ H_{1b} = B_1 \operatorname{ctg}\psi_1 \\ W_0 = W_1 + N_1 + H_{1b}. \end{cases}$$

und

$$(4)\quad \begin{cases} A_{n+1} = A_{n+1,0} + X_n \cdot \dfrac{l_{n+1}}{c_{n+1}} \\ B_{n+1} = B_{n+1,0} - X_n \cdot \dfrac{b_{n+1}}{c_{n+1}} \\ H_{n+1,a} = A_{n+1}\operatorname{ctg}\varphi_{n+1} \\ W_n = N_{n+1} - H_{n+1,a}. \end{cases}$$

Nunmehr betrachten wir den in Abb. 2 unterhalb des Schnittes I—I liegenden Teiles, Greifen wir irgend eine Y-Stütze heraus, z. B. die r-te, so erfordert das Gleichgewicht (vergl. Abb. 10):

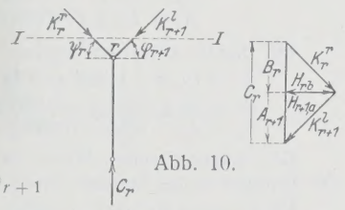


Abb. 10.

$$(5)\quad \begin{cases} H_{rb} = H_{r+1,a} \\ \text{d. h. } B_r \operatorname{ctg}\psi_r = A_{r+1}\operatorname{ctg}\varphi_{r+1} \\ \text{und } C_r = B_r + A_{r+1}. \end{cases}$$

Setzen wir in diese Gleichungen die Werte A und B aus Gl. 1 bis 4 ein, so erhalten wir eine Gruppe von Bestimmungsgleichungen für die Unbekannten X_1 bis X_n.

Für die weitere Untersuchung wollen wir den wohl meist vorliegenden Sonderfall, nämlich $\psi_r = \varphi_{r+1}$, zugrunde legen. Dann ist

$$B_r = A_{r+1}$$

und damit nach Gl. 1 u. 2

$$B_{r0} - \frac{1}{d_r}(X_{r-1}\,b_r + X_r\,c_r) = A_{r+1,0} + \frac{1}{d_{r+1}}(X_r\,c_{r+1}' + X_{r+1}\,b_{r+1}')$$

oder

$$(6)\quad \begin{cases} X_{r-1}\cdot\dfrac{b_r}{d_r} + X_r\left(\dfrac{c_r}{d_r} + \dfrac{c_{r+1}'}{d_{r+1}}\right) + X_{r+1}\cdot\dfrac{b_{r+1}'}{d_{r+1}} \\ \qquad = B_{r0} - A_{r+1,0} = Z_r. \end{cases}$$

Entsprechende Gleichungen lassen sich für sämtliche Punkte r von 2 bis $n-1$ aufstellen. Die erste und letzte (n-te) Gleichung der so erhaltenen Gleichungsgruppe erscheinen in vereinfachter Form zu:

$$(7)\quad X_1\left(\frac{l_1}{c_1'} + \frac{c_2'}{d_2}\right) + X_2\cdot\frac{b_2'}{d_2} = B_{10} - A_{20} = Z_1$$

und

$$(8)\quad X_{n-1}\cdot\frac{b_n}{d_n} + X_n\left(\frac{c_n}{d_n} + \frac{l_{n+1}}{c_{n+1}}\right) = B_{n0} - A_{n+1,0} = Z_n.$$

Damit haben wir die Berechnung des betrachteten Systems auf die Lösung einer Gruppe von n dreigliedrigen Gleichungen zurückgeführt.

Derartige Gleichungssysteme spielen in der Baustatik eine verhältnismäßig große Rolle. Man begegnet ihnen z. B. bei der Untersuchung von durchlaufenden Trägern (Clapeyronsche Gleichungen) oder — unter gewissen Voraussetzungen — bei Rahmenketten, Stockwerkrahmen, Vierendeelträgern usw.

Für die Lösung solcher dreigliedriger Gleichungssysteme stehen dem Ingenieur nun eine Reihe praktischer Rechenverfahren zur Verfügung; wir verweisen hier nur auf die Abhandlung von Müller-Breslau: „Zur Auflösung mehrgliedriger Elastizitätsgleichungen", Der Eisenbau 1916/17, sowie „Die graphische Statik der Baukonstruktionen", II, 1, 1922, S. 181.

Mit Hilfe der aus diesen Gleichungen ermittelten X-Werte lassen sich nun die übrigen statischen Größen leicht bestimmen.

Der lotrechte Auflagerdruck ergibt sich nach Gl. 5 zu

$$C_r = B_r + A_{r+1}$$

oder, da $B_r = A_{r+1}$ angenommen wurde,[2]) zu

$$(9)\quad C_r = 2\,B_r = 2\left[B_{r0} - \frac{1}{d_r}(X_{r-1}\,b_r + X_r\,c_r)\right].$$

Die wagerechte Gegenkraft erhielten wir nach Gl. 2 zu

$$W_r = W_{r+1} + N_{r+1} - H_{r+1,a} + H_{r+1,b}.$$

Zur Berechnung dieser W-Kräfte beginnen wir mit

$$(10)\quad W_n = N_{n+1} - H_{n+1,a}.$$

Setzen wir diesen Ausdruck in die Gleichung

$$W_{n-1} = W_n + N_n - H_{na} + H_{nb}$$

ein, so erhalten wir, wenn wir noch berücksichtigen, daß

$$H_{nb} = H_{n+1,a}$$

ist,

$$W_{n-1} = N_{n+1} + N_n - H_{na}.$$

Ebenso wird

$$W_{n-2} = N_{n+1} + N_n + N_{n-1} - H_{n-1,a} = \sum_{n-1}^{n+1} N - H_{n-1,a}$$

oder allgemein

$$(11)\quad W_r = \sum_{r+1}^{n+1} N - H_{r+1,a}.$$

Die wagerechte Auflagerkraft W_0 ergab sich nach Gl. 3 zu

$$W_0 = W_1 + N_1 + H_{1b}.$$

Darin ist $W_1 = \sum_{2}^{n+1} N - H_{2a}$.

Setzen wir diesen Wert in die Formel für W_0 ein, so wird mit $H_{1b} = H_{2a}$

$$(12)\quad W_0 = \sum_{1}^{n+1} N.$$

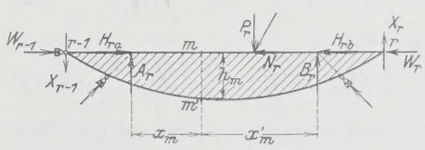


Abb. 11.

Sind die Auflagerdrücke ermittelt, so lassen sich die Querkräfte und Momente an jeder Stelle des Trägers leicht angeben.

Für den Schnitt $m-m'$ der r-ten Öffnung erhalten wir beispielsweise (Abb. 7 u. 11):

$$(13)\quad \begin{cases} Q_m = -X_{r-1} + A_r \\ \qquad = Q_{m0} + \dfrac{1}{d_r}(X_{r-1}\,c_r' + X_r\,b_r') - X_{r-1} \\ \qquad = Q_{m0} + \dfrac{1}{d_r}(X_{r-1}\,b_r + X_r\,b_r'). \end{cases}$$

Hierin ist Q_{m0} die Querkraft für den Schnitt $m-m'$ des Grundsystems (Abb. 6).

Auf dieselbe Art und Weise lassen sich auch Formeln herleiten für den Fall, daß der Punkt m zwischen den Angriffspunkten der Kräfte X_{r-1} und A_r bezw. B_r und X_r liegt.

Das Moment für den Punkt m ergibt sich zu:

$$(14)\quad \begin{cases} M_m = A_r\,x_m - X_{r-1}\,(x_m + b_r) \\ \qquad = M_{m0} + \dfrac{1}{d_r}(X_{r-1}\,c_r' + X_r\,b_r')\,x_m - X_{r-1}\,(x_m + b_r) \\ \qquad = M_{m0} - X_{r-1}\cdot\dfrac{b_r}{d_r}\cdot x_m' + X_r\cdot\dfrac{b_r'}{d_r}\cdot x_m. \end{cases}$$

[2]) Ist $\psi_r \neq \varphi_{r+1}$, so ist folgender Ansatz zweckmäßig:

$$C_r = B_r + A_{r+1} = C_{r0} - X_{r-1}\cdot\frac{b_r}{d_r} - X_r\left(\frac{c_r}{d_r} - \frac{c_{r+1}'}{d_{r+1}}\right) + X_{r+1}\cdot\frac{b_{r+1}'}{d_{r+1}},$$

worin $C_{r0} = B_{r0} + A_{r+1,0}$ ist.

M_{m0} ist hierin das Moment für den Punkt m des Grundsystems (Abb. 6).

Für den Punkt m' der unteren Gurtung erhalten wir:

$$M_{m'} = M_m + (W_{r-1} + H_{ra})\, h_m.$$

Hierin ist $W_{r-1} + H_{ra} = \sum_r^{n+1} N - H_{ra} + H_{ra} = \sum_r^{n+1} N.$

Also ist

$$(15) \qquad M_{m'} = M_{m0} + h_m \sum_r^{n+1} N - X_{r-1} \cdot \frac{b_r}{d_r} \cdot x_{m'} + X_r \cdot \frac{b_r'}{d_r} \cdot x_m.$$

Haben wir es nur mit lotrechter Belastung zu tun (z. B. bei der Konstruktion der Einflußlinien), dann wird

$$M_{m'} = M_m.$$

Liegt m bezw. m' zwischen X_{r-1} und A_r bezw. B_r und X_r, so lassen sich ähnliche Formeln aufstellen; der Raumersparnis halber wird auf eine Wiedergabe dieser Ausdrücke hier verzichtet.

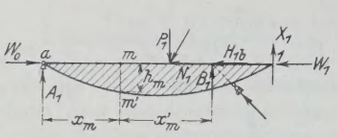


Abb. 12.

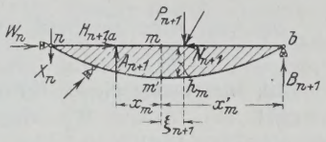


Abb. 13.

Für das erste Feld l_1 erhalten wir (Abb. 8 u. 12):

$$(16) \quad \begin{cases} A_1 = A_{10} + X_1 \cdot \dfrac{b_1'}{c_1'} \\ Q_m = A_1 = Q_{m0} + X_1 \cdot \dfrac{b_1'}{c_1'} \\ M_m = A_1 x_m = M_{m0} + X_1 \cdot \dfrac{b_1'}{c_1'} \cdot x_m \\ M_{m'} = M_m + W_0 h_m = M_{m0} + h_m \sum_1^{n+1} N + X_1 \cdot \dfrac{b_1'}{c_1'} \cdot x_m. \end{cases}$$

Ebenso ergibt sich für das Endfeld l_{n+1} (Abb. 9 u. 13):

$$(17) \quad \begin{cases} B_{n+1} = B_{n+1,0} - X_n \cdot \dfrac{b_{n+1}}{c_{n+1}} \\ Q_m = -B_{n+1} + P_{n+1} = Q_{m0} + X_n \cdot \dfrac{b_{n+1}}{c_{n+1}} \\ M_m = B_{n+1} x_{m'} - P_{n+1} \xi_{n+1} = M_{m0} - X_n \cdot \dfrac{b_{n+1}}{c_{n+1}} \cdot x_{m'} \\ M_{m'} = M_{m0} + N_{n+1} h_m \\ \qquad = M_{m0} + N_{n+1} h_m - X_n \cdot \dfrac{b_{n+1}}{c_{n+1}} \cdot x_{m'}. \end{cases}$$

Sind die Querkräfte und Momente ermittelt, dann ist die weitere Rechnung einfach. Bei einem System in Vollwandbauweise kann man sofort an die Bemessung gehen. Liegt ein Fachwerk vor, so lassen sich die Stabkräfte aus den Querkräften und Biegungsmomenten mittels der bekannten Beziehungen aus der Fachwerktheorie leicht ermitteln.

Zahlenbeispiel.

Für das in Abb. 14 dargestellte System soll jetzt der vorgetragene Rechnungsgang zahlenmäßig durchgeführt werden. Aus praktischen Gründen sind die Spannweiten aller fünf Öffnungen gleich groß gewählt worden; aus demselben Grunde sind auch sämtliche Winkel $\varphi = \psi = 45°$ angenommen worden ($\operatorname{ctg}\varphi = \operatorname{ctg}\psi = 1$). — Eine Verschiedenheit dieser Werte würde indessen auch kaum einen Mehraufwand an Rechenarbeit bedingen.

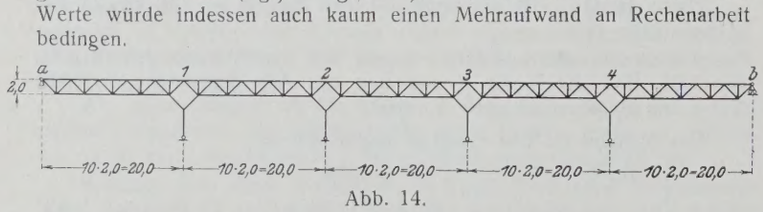


Abb. 14.

Wir stellen zunächst die Zahlenwerte, die im Verlaufe der Rechnung immer wieder vorkommen, zusammen. Es ist:

$l = 20{,}0$ m	$\dfrac{l}{c} = \dfrac{l}{c'} = \dfrac{20}{16} = 1{,}25$
$b = b' = 4{,}0$ m	$\dfrac{c}{d} = \dfrac{c'}{d} = \dfrac{16}{12} = 1{,}33 \ldots$
$c = c' = 16{,}0$ m	$\dfrac{b}{d} = \dfrac{b'}{d} = \dfrac{4}{12} = 0{,}33 \ldots$
$d = 12{,}0$ m	$\dfrac{b}{c} = \dfrac{b'}{c'} = \dfrac{4}{16} = 0{,}25.$

Die vier dreigliedrigen Gleichungen[3]) lauten dann, der bequemen Schreibweise halber in der Matrixform geschrieben:

X_1	X_2	X_3	X_4	
2,5333	0,3333			$= Z_1$
0,3333	**2,6667**	0,3333		$= Z_2$
	0,3333	**2,6667**	0,3333	$= Z_3$
		0,3333	**2,5833**	$= Z_4$

Die Auflösung dieser Gleichungen nach den Unbekannten X, wieder in Tafelform geschrieben, ergibt:

	Z_1	Z_2	Z_3	Z_4
$X_1 =$	+ **0,3935**	— 0,0500	+ 0,0064	— 0,0008
$X_2 =$	— 0,0500	+ **0,3874**	— 0,0492	+ 0,0064
$X_3 =$	+ 0,0064	— 0,0492	+ **0,3874**	— 0,0500
$X_4 =$	— 0,0008	+ 0,0064	— 0,0500	+ **0,3935**

Infolge einer gleichmäßig verteilt angenommenen Eigengewichtslast g t/m erhalten wir:

$A_{10} = 7{,}5\,g \quad A_{20} = 10\,g \quad A_{30} = 10\,g \quad A_{40} = 10\,g \quad A_{50} = 12{,}5\,g$
$B_{10} = 12{,}5\,g \quad B_{20} = 10\,g \quad B_{30} = 10\,g \quad B_{40} = 10\,g \quad B_{50} = 7{,}5\,g.$

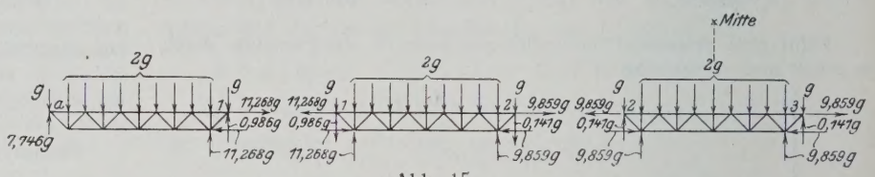


Abb. 15.

Damit ergeben sich die Belastungsglieder Z zu:

$$Z_1 = 12{,}5\,g - 10\,g = +2{,}5\,g$$
$$Z_2 = 10\,g - 10\,g = 0$$
$$Z_3 = 10\,g - 10\,g = 0$$
$$Z_4 = 10\,g - 12{,}5\,g = -2{,}5\,g.$$

Die Unbekannten X erhalten wir dann zu:

$$X_1 = 2{,}5\,g \quad (0{,}3935 + 0{,}0008) = +0{,}986\,g$$
$$X_2 = 2{,}5\,g \quad (-0{,}0500 - 0{,}0064) = -0{,}141\,g$$
$$X_3 = 2{,}5\,g \quad (0{,}0064 + 0{,}0500) = +0{,}141\,g$$
$$X_4 = 2{,}5\,g \quad (-0{,}0008 - 0{,}3935) = -0{,}986\,g.$$

Mit diesen X-Werten ergeben sich dann die A- und B-Werte zu:

$$A_1 = 7{,}5\,g + 0{,}986\,g \cdot 0{,}25 = 7{,}746\,g$$
$$B_1 = A_2 = 12{,}5\,g - 0{,}986\,g \cdot 1{,}25 = 11{,}268\,g$$
$$B_2 = A_3 = 10\,g - 0{,}986\,g \cdot 0{,}3333 + 0{,}141\,g \cdot 1{,}3333 = 9{,}859\,g.$$

Die entsprechenden Werte für die rechte Trägerhälfte sind wegen der Symmetrie des Systems sowie der Belastung gleich den angegebenen.

Da $\varphi = \psi = 45°$ ist (d. h. $\operatorname{ctg}\varphi = \operatorname{ctg}\psi = 1$), so sind die H-Werte gleich den entsprechenden A- bezw. B-Werten. Damit werden auch die wagerechten Auflagerkräfte W gleich den entsprechenden A- bezw. B-Werten, da die wagerechten Komponenten N der Lasten sämtlich gleich Null sind.

Wir erhalten also für die einzelnen Träger das in Abb. 15 dargestellte Belastungsbild. Nunmehr lassen sich die Stabkräfte infolge Eigengewichts leicht ermitteln (z. B. mittels eines Kräfteplanes).

Zur Ermittlung der Einflußlinien brauchen wir die Z-Linien. Wir hatten eingeführt:

$$Z_r = B_{r0} - A_{r+1,0}.$$

Die Z_r-Linie ist also in der Öffnung l_r gleich der B_{r0}-Linie, d. h. gleich der Einflußlinie für den Auflagerdruck B eines einfachen Balkens mit überkragenden Enden. In der Öffnung l_{r+1} ist die Z_r-Linie gleich der negativen $A_{r+1,0}$-Linie. Setzen wir jetzt für r der Reihe nach 1, 2, 3 und 4, so erhalten wir die in Abb. 16 dargestellten Z-Linien.

Wie man erkennt, weisen die Z-Linien innerhalb der einzelnen Öffnungen keinen Knick auf. Daraus folgt, daß auch die Einflußlinien für die Unbekannten X in jeder Öffnung geradlinig durchgehen müssen; wir brauchen also nur die Ordinaten unter den Punkten $a, 1, 2 \ldots b$ zu ermitteln.

Als Beispiel sollen die Ordinaten η_1 der Einflußlinie für X_1 berechnet werden. Die allgemeine Gleichung für X_1 lautete:

$$X_1 = 0{,}3935\,Z_1 - 0{,}0500\,Z_2 + 0{,}0064\,Z_3 - 0{,}0008\,Z_4.$$

[3]) Durch Ausnutzung der Symmetrie des Systems hätte man in diesem Falle auch die vier Gleichungen in zwei voneinander unabhängige Gruppen von je zwei Gleichungen mit zwei Unbekannten spalten können. Da an diesem Beispiel jedoch die Anwendung der allgemeinen Theorie gezeigt werden soll, ist davon mit Absicht Abstand genommen werden.

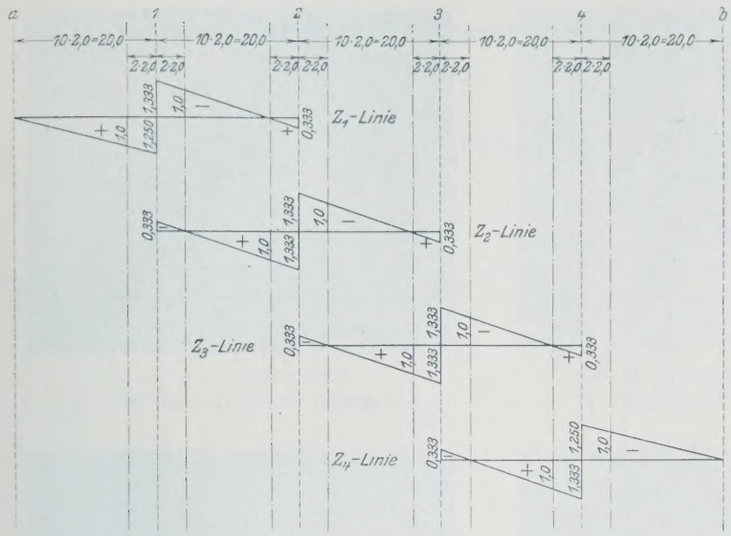


Abb. 16.

Wir erhalten folgende Werte:

unter dem Punkte a: $\eta_1 = 0$

„ „ „ 1: $\eta_1 = +\,0{,}3935 \cdot 1{,}250 = +\,0{,}492$

und $\eta_1 = -\,0{,}3935 \cdot 1{,}333 + 0{,}0500 \cdot 0{,}333 = -\,0{,}508$

„ „ „ 2: $\eta_1 = +\,0{,}3935 \cdot 0{,}333 - 0{,}0500 \cdot 1{,}333 = +\,0{,}065$

„ „ „ 3: $\eta_1 = -\,0{,}0500 \cdot 0{,}333 + 0{,}0064 \cdot 1{,}333 = -\,0{,}008$

„ „ „ 4: $\eta_1 = +\,0{,}0064 \cdot 0{,}333 - 0{,}0008 \cdot 1{,}333 = +\,0{,}001$

„ „ „ b: $\eta_1 = 0$.

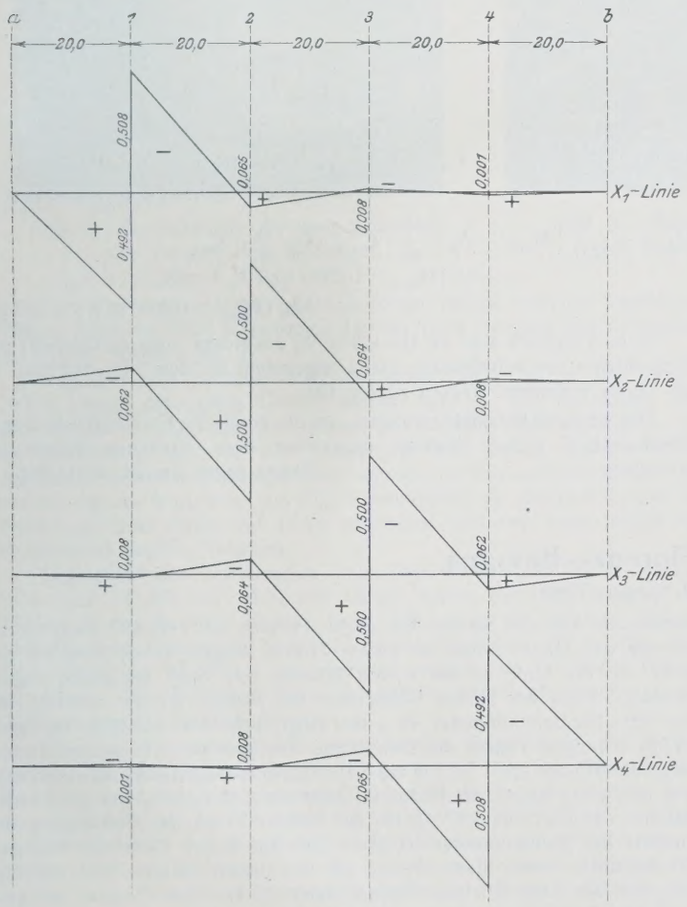


Abb. 17.

Auf dieselbe Art und Weise wird die Einflußlinie für X_2 ermittelt. Die Einflußlinien für X_3 und X_4 sind infolge der Symmetrie des Systems die Spiegelbilder der X_2- und X_1-Linien, nur mit dem Faktor -1 versehen, da die Richtungen der X-Werte nicht symmetrisch zur Mitte eingeführt sind. Abb. 17 zeigt die so gewonnenen Einflußlinien für die Unbekannten X.

Die Gleichungen der Einflußlinien für die Auflagerdrücke ergeben sich sofort aus den allgemeinen Formeln 3 und 9. Wir erhalten:

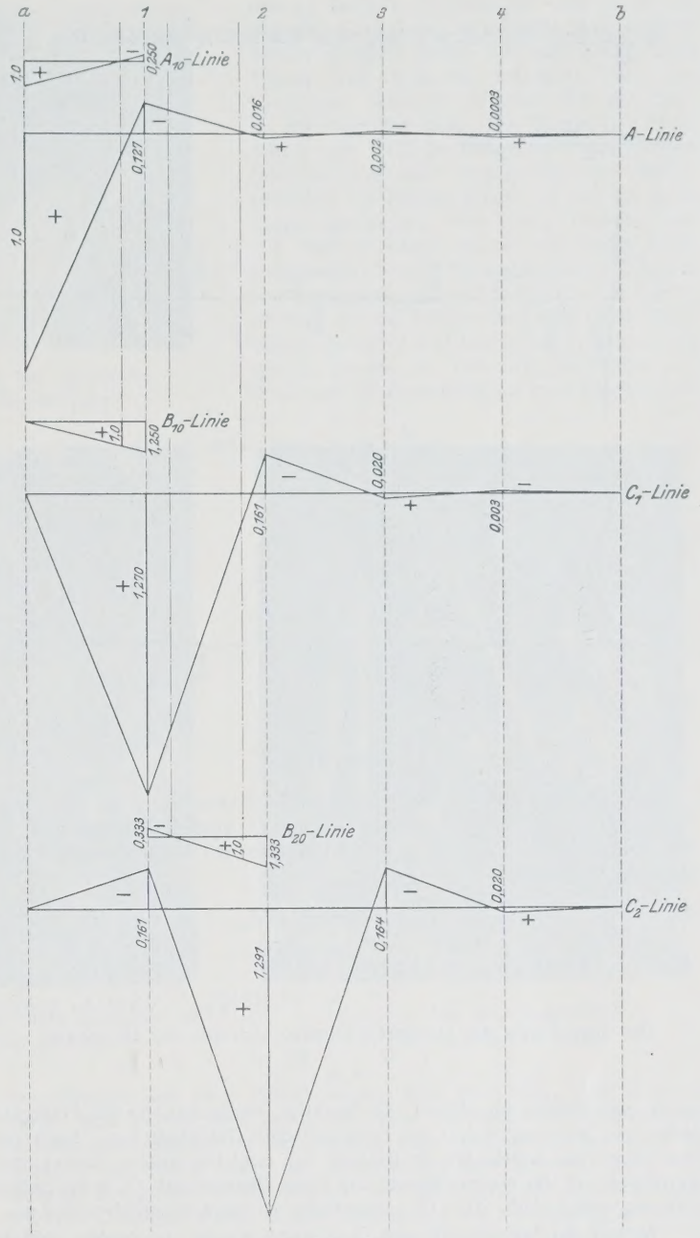


Abb. 18.

$$A = A_{10} + X_1 \cdot \frac{b_1'}{c_1'} = A_{10} + 0{,}25\, X_1$$

$$C_1 = 2\,B_1 = 2\left(B_{10} - X_1 \cdot \frac{l_1}{c_1'}\right) = 2\,(B_{10} - 1{,}25\, X_1)$$

$$C_2 = 2\,B_2 = 2\left[B_{20} - \frac{1}{d_2}\,(X_1\, b_2 + X_2\, c_2)\right]$$

$$= 2\,[B_{20} - 0{,}333\, X_1 - 1{,}333\, X_2] = 2\,[B_{20} - 0{,}333\,(X_1 + 4\, X_2)].$$

In Abb. 18 sind die A_0- und B_0-Linien sowie die durch punktweise Berechnung ermittelten Einflußlinien für A, C_1 und C_2 dargestellt.[4]) Auf die C_3-, C_4- und B-Linie einzugehen, erübrigt sich, da diese infolge der Symmetrie des Systems den angegebenen C_2-, C_1- und A-Linien spiegelbildlich gleich sind.

Die Strebenspannkräfte des Parallelträgers gehorchen der Gleichung

$$D = \pm\,\frac{Q}{\sin\gamma}.$$

Das positive Vorzeichen gilt für linkssteigende, das negative Vorzeichen für rechtssteigende Streben; γ ist der Winkel, unter dem die betrachtete Strebe gegen die Wagerechte geneigt ist. In unserem Beispiel ist γ für sämtliche Schrägstäbe $= 45°$. Wir erhalten also die Einflußlinien für die Schrägstäbe gleich denen für die Querkraft in dem betreffenden Felde, mit einem Multiplikator $\mu = \dfrac{1}{\sin 45°} = 1{,}414$.

[4]) Da die Einflußlinien für A_1, C_1 und C_2 sehr schnell abklingen, war es nötig, sie in einem größeren Maßstabe aufzutragen als die zugehörigen A_{10}-, B_{10}- und B_{20}-Linien, die sich nur über eine Öffnung erstrecken. Dasselbe gilt auch entsprechend für die in den folgenden Abb. 19 u. 20 dargestellten Einflußlinien.

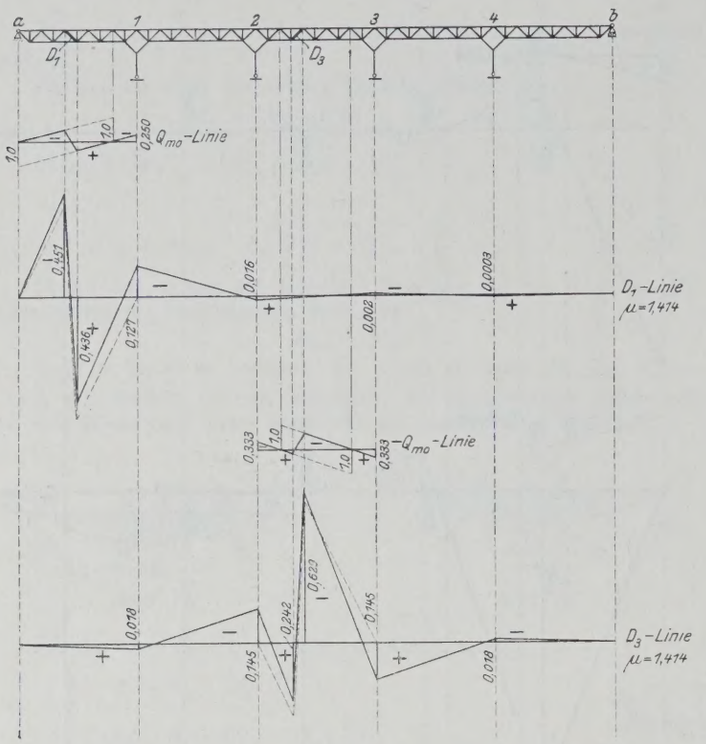


Abb. 19.

Als Beispiel sei hier die Einflußlinie für eine Strebe in der ersten Öffnung, D_1, und eine in der dritten Öffnung, D_3, aufgestellt (vergl. Abb. 19). Mit Benutzung der Formeln 16 und 13 erhalten wir für die beiden Linien folgende Gleichungen:

$$D_1 = +1{,}414\left[Q_{m0} + X_1 \cdot \frac{b_1'}{c_1'}\right] = +1{,}414\,[Q_{m0} + 0{,}25\,X_1]$$

$$D_3 = -1{,}414\left[Q_{m0} + \frac{1}{d_3}\,(X_2\,b_3 + X_3\,b_3')\right] = -1{,}414\,[Q_{m0} + 0{,}333\,(X_2 + X_3)].$$

Die Spannkräfte der Gurtstäbe ergeben sich aus der Beziehung

$$\begin{matrix} O \\ U \end{matrix} = \mp \frac{M}{h},$$

worin, wie bereits angedeutet, das negative Vorzeichen für die Obergurtstäbe und das positive für die Untergurtstäbe Gültigkeit hat. Auch von den Gurtstäben wollen wir als Beispiel nur zwei betrachten: einen Untergurtstab U_1 in der ersten Öffnung und einen Obergurtstab O_3 in der dritten Öffnung (vergl. Abb. 20). Die Trägerhöhe ist unveränderlich = 2,0 m.

Mittels der Formeln 16 und 15 erhalten wir für die beiden Einflußlinien die Gleichungen:

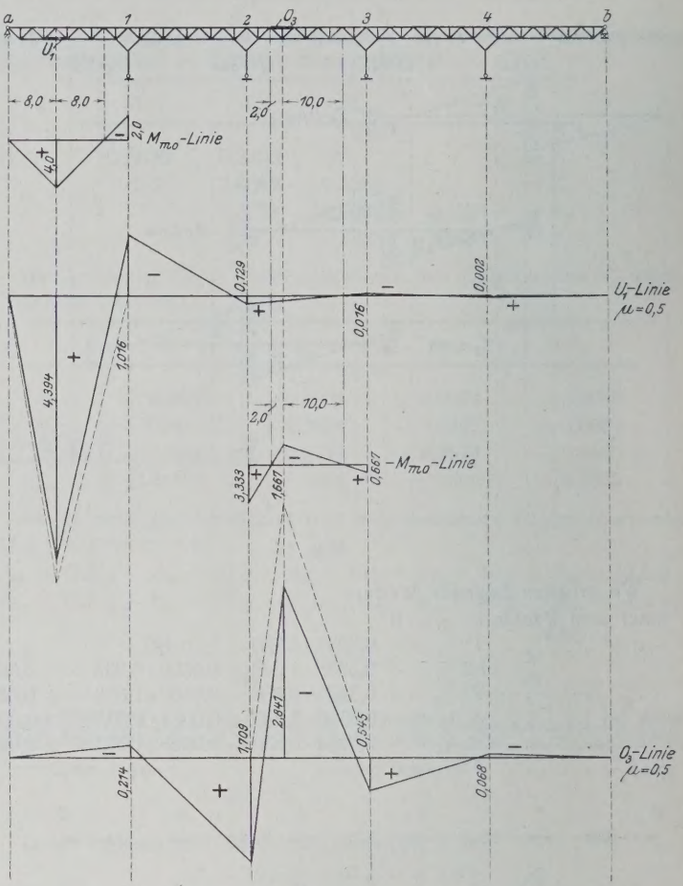


Abb. 20.

$$U_1 = +\frac{1}{2{,}0}\left[M_{m0} + X_1 \cdot \frac{b_1'}{c_1'} \cdot x_m\right] = +0{,}5\,[M_{m0} + 0{,}25 \cdot 8{,}0\,X_1] = +0{,}5\,[M_{m0} + 2{,}0\,X_1]$$

$$O_3 = -\frac{1}{2{,}0}\left[M_{m0} - X_2 \cdot \frac{b_3}{d_3} \cdot x_m' + X_3 \cdot \frac{b_3'}{d_3} \cdot x_m\right] = -0{,}5\,[M_{m0} - 0{,}333 \cdot 10{,}0\,X_2 + 0{,}333 \cdot 2{,}0\,X_3] = -0{,}5\,[M_{m0} - 0{,}333\,(10\,X_2 - 2\,X_3)].$$

Zum Vergleich sind in Abb. 19 u. 20 außerdem noch (gestrichelt) die Einflußlinien der betreffenden Stäbe angegeben für den Fall, daß man es mit lauter einfachen Trägern zu tun hat.

Die wenigen Beispiele genügen, um die durch die Kontinuität bedingte Überlegenheit dieses Systems gegenüber dem einfachen Balken zu erkennen. (Eingegangen am 21. Juni 1926.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Bahnlinie Florenz—Bologna.

Von Dipl.-Ing. Dr. **W. Vieser**, Wien.

Die neue noch im Bau befindliche Bahnverbindung, genannt La Direttissima Firenze—Bologna,[1]) stellt eine um etwa 34 km kürzere Verbindung zwischen den erwähnten Städten her als die bestehende über Poretta. Die Bahnlinie wird im großen ganzen nach dem Entwurf von Ingenieur Protche ausgeführt, der jedoch von der Regierungskommission, der der Ingenieur Prof. G. Colombo vorstand, insbesondere hinsichtlich der Abzweigung nächst Bologna verbessert wurde. Das Ufficio Costruzioni di Bologna, das den Bauplan bearbeitete, hat zur Vermeidung von Rutschgelände einige zweckmäßige Änderungen angeordnet, hauptsächlich in dem Streckenteil zwischen dem Tal der Savena und des Setta, aber auch an anderen Stellen der Nordrampe wurde die Linie verlegt, um die Bahn vor Überschwemmungen und Bergstürzen besser zu sichern.

Mit diesen Änderungen wurde ein weiterer für den Betrieb wesentlicher Vorteil erzielt, indem die Scheitelhöhe um 27 m verringert wurde. Nach dem Studium verschiedener Linienführungen hat man sich für die in Ausführung begriffene Lösung entschieden, die hinsichtlich der virtuellen Länge die günstigste ist und infolge ihrer Lage in geringer Höhe über der Talsohle die Gefahr von Rutschungen möglichst vermeidet.

Die Bahnlinie verläuft nach der Abzweigung von der Linie Bologna-Ancona im Tal des Savena bis gegen Pianoro und erreicht nach Unterfahrung des Monte Adone in einem 7135 m langen Tunnel das Tal des Setta, wo die Linie an der linken Talseite von Vado bis gegen Lagaro verläuft. Nach der Station Castiglione dei Pepoli, die am rechten Ufer des Setta bei Bahnkilometer 40 + 600 liegt, unterfährt die Bahn in einem 18 510 m langen Tunnel die Hauptkette des Apennin. In diesem Tunnel steigt die Strecke mit 1 ‰ bis zur Kote 322, dem höchsten Punkte der Linie, und fällt dann gegen das Südportal zunächst mit 2,46 ‰ bis zur Tunnelstation; von dort mit 5,77 ‰ bis zur Station Vernio am Südausgang des Tunnels bei Bahnkilometer 60, Kote 258 am linken Ufer des Bisenzio. Die Bahnlinie bleibt dann weiter auf der linken Talseite und vereinigt sich mit der Linie Pistoia—Firenze etwa 17 km von Florenz, wo eine neue Station, Prato, erbaut wurde. Die Länge der neuen doppelgleisigen Bahnlinie Bologna—Prato beträgt 80 km, die Gesamtlänge der Direttissima 97 km. Der kleinste Kurvenhalbmesser ist 600 m, die kürzeste Zwischengerade ist 350 m lang, das größte Gefälle beträgt im Freien 12 ‰, in Tunneln von mehr als 300 m Länge 8 ‰; im Monte-Adone-Tunnel beträgt das Gefälle 2 ‰. Schienenkreuzungen sind auf der ganzen Strecke vermieden. Wegen des schweren Verkehrs wurden Schienen von 50,6 kg/m Gewicht verwendet. Die Strecke enthält 35 Brücken und Viadukte mit einer Gesamtlänge von 3800 m. Die Gesamtlänge der 30 Tunnel beträgt 36 810 m; zu den längsten gehört außer den bereits erwähnten Tunneln

[1]) Nach dem Bericht im Novemberheft der Zeitschrift „I Lavori Pubblici" 1926.

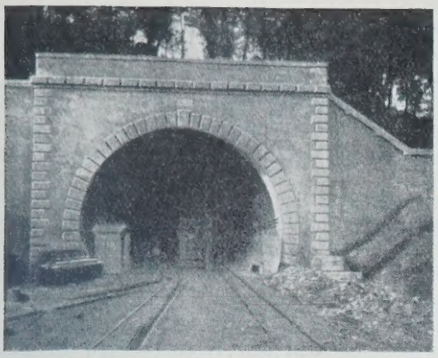


Abb. 1. Nordportal des Tunnels Monte Adone.

Abb. 5. Mauerung des Südportals des Tunnels Pian di Setta.

und die Betriebseinrichtungen. Auf der Strecke Pianoro—Castiglione dei Pepoli sind einzelne Stücke ebenfalls fertig, während einige kurze Tunnel und Viadukte zwischen Vado und Castiglione sowie der Viadukt über den Setta im Bau begriffen sind. Der Tunnel des Monte Adone mit 7135 m Länge, der druckreiches Gelände, und zwar sandige Ton- und Mergelschichten des Pliocän kreuzt, ist auf die ganze Länge durchörtert. Der Tunnel Pian di Setta mit 3049 m Länge ist auf die halbe Länge fertiggestellt. Die Stationen Vado, Grizzana und Castiglione sind fast fertig, die von Pianoro im Bau. Auf der toskanischen Seite ist die Bahnstrecke zwischen Vernio und km 64 nahezu ausgebaut, ebenso der Teil zwischen Vaiano und Prato; am Zwischenstück, wo zwei Brücken über

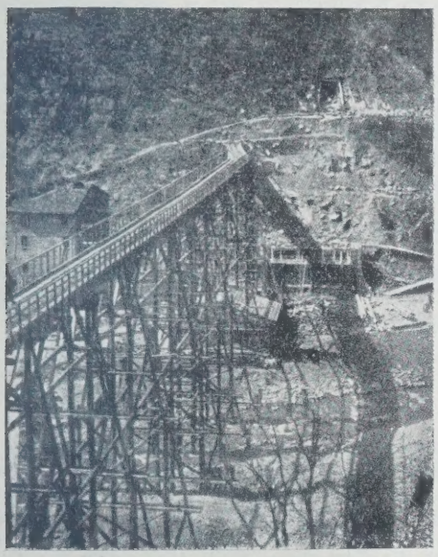


Abb. 2. Gerüstbrücke vor dem Südportal des Tunnels Pian di Setta.

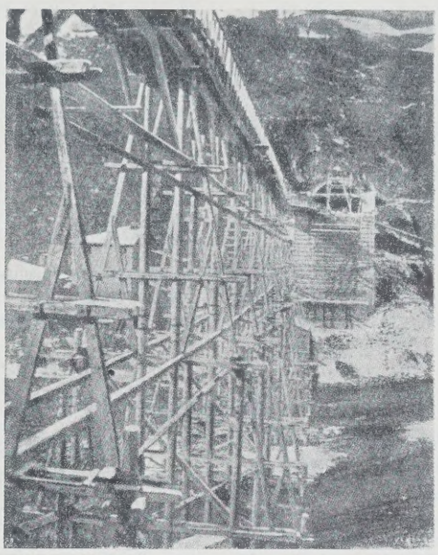


Abb. 3. Widerlager beim Südportal des Tunnels Pian di Setta.

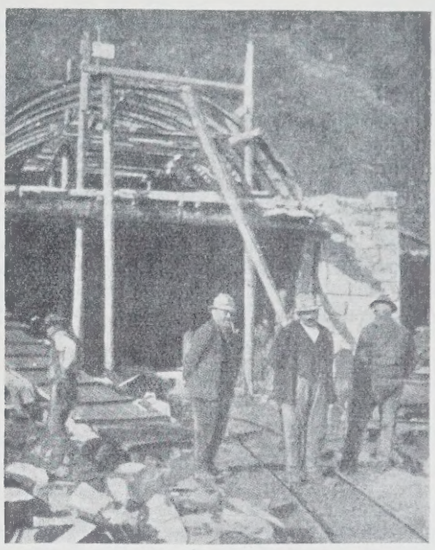


Abb. 4. Bau des Südportals des Tunnels Pian di Setta.

unter der Apenninhauptkette und dem Monte Adone noch der Tunnel von Pian di Setta mit 3049 m zwischen den Stationen Grizzana und Castiglione dei Pepoli. (Abb. 1 bis 5).

Von den acht Stationen hat die Station Prato 1500 m, die übrigen 700 m Länge, das größte Gefälle beträgt 2,5 ‰. Die Bahnsteige sind 200 bis 250 m lang und an einigen Orten unterirdisch zugänglich. Da die Entfernung der an den Ausgängen des großen Apennintunnels liegenden Stationen etwa 20 km ist, wurden im Tunnel Einrichtungen getroffen, die das Vorfahren von Zügen ermöglicht, zu welchem Zweck der Tunnel an einer Stelle auf 17 m verbreitert und zwei kurze eingleisige Seitentunnel angelegt wurden.

Gegenüber der bestehenden Linie über Poretta mit 616 m Scheitelhöhe und 131,800 km wirklicher Länge sowie virtuellen Längen von 233 km in der Richtung Florenz bezw. 206 km in der Richtung Bologna wird die neue Verbindung bloß eine größte Höhe von 322 m, eine wirkliche Länge von 97,350 km und virtuelle Längen von 121 bezw. 128 km aufweisen. Die Bahnfahrt wird bei elektrischer Zugförderung in den D-Zügen nur $1^1/_2$ Stunden dauern.

Um die Materialtransporte wirtschaftlich durchführen zu können, wurden für den Bau der beiden Rampen und des Haupttunnels zwei Baubahnen erbaut, die eine mit 26,5 km Länge von der Station Sasso zum Nordportal im Tal des Setta, die andere von 22 km Länge von Prato zum Südportal im Tal des Bisenzio. Die Spurweite dieser Rollbahn aus 27 kg schweren Schienen ist 0,95 m. Auch für diese Hilfsbahnlinie mußten einige Kunstbauten hergestellt werden, so z. B. die Brücke über den Reno in Sasso in Eisenkonstruktion auf Eisenbetonpfeilern und zwei Eisenbetonbrücken über den Setta bei Nado. Der Baufahrpark besteht aus 14 Lokomotiven von 200 bis 420 PS mit Gewichten von 19 bis 38 t und 216 Kippwagen von 12 t Tragfähigkeit und hat bis jetzt etwa 16 Mill. t/km Leistung verrichtet; die noch nötige Fahrarbeit wird auf den gleichen Betrag geschätzt. In den Anschlußstationen an die bestehenden Eisenbahnen, nämlich in Sasso und Prato, wurden große Bauhöfe errichtet mit Verladeeinrichtungen, Werkstätten, Magazinen und Lokomotivschuppen.

Der Bau der Direttissima wurde 1913 begonnen auf der Teilstrecke Bologna—Pianoro, welches Stück fertig ist bis auf die Streckenausrüstung den Bisenzio und zwei Tunnel liegen, wird gearbeitet. Die Stationen Vernio und Vaiano sind fertig, die mehr als 1 Mill. m^3 Erdbewegung umfassenden Arbeiten in der Station Prato sind zu $^4/_5$ beendet. Im Hinblick auf diesen Stand der Arbeiten ist man bemüht, die Fertigstellung des großen Apennintunnels zu beschleunigen. Die Beschaffenheit des Gebirges wurde durch Tiefbohrung bis zur künftigen Tunnelsohle festgestellt, und wegen der ungünstigen Verhältnisse (weiche Sandstein- und Tonschichten und auch Letten- und Sandschichten abwechselnd mit härteren Tonschiefern usw.) wird nur mit 2 m Tagesfortschritt je Angriffsort gerechnet, bloß vom Südportal aus mit 3,50 m. Man hat daher durch zwei Fensterschächte weitere Angriffstellen ermöglicht.

Mit dem Bau des Tunnels war schon 1920 begonnen worden; in den ersten drei Jahren wurde jedoch wegen der ungünstigen Arbeitsverhältnisse, wegen Geldmangels usw., wenig geleistet. Seither wurden indessen leistungsfähige Betriebsanlagen geschaffen und erhebliche Fortschritte erzielt. Bei beiden Portalen und nächst dem Eingang der Schrägschächte wurden viele Baracken für die 2500 Mann zählende Belegschaft, Magazine, Maschinenhäuser und Werkstätten errichtet.

Den elektrischen Strom für die Motoren der Arbeitsmaschinen liefert die Società Elettrica del Valdarno als Drehstrom von 30 000 V Spannung, der für die meisten Anlagen auf 260 V umgeformt wird; bloß die Elektrowinden der Aufzüge der Schächte werden mit Strom von 600 V Spannung, die Motoren der Ventilatoren mit Drehstrom von 6000 V betrieben. Insgesammt werden 7500 kVA geliefert. Im Falle von Störungen kann die Transformatorenstation von Cà di Landino auch Strom von der Zentrale Santa Maria der Società Elettrica Bolognese erhalten, überdies sind erhebliche Reserven (2840 PS) im Form von Dieselanlagen installiert, die bei Beginn der Arbeiten, als der Strombezug noch nicht möglich war, als Kraftquelle dienten.

Die Druckluft für den Bohrbetrieb wird beim Nordportal von drei Ingersoll-Kompressoren von je 25 m^3/Min. Leistung geliefert, die je 150 PS erfordern.

Vier andere Kompressoren, drei Sullivan mit 150 PS und ein Zwickauer mit 100 PS Energiebedarf, sind bei den Schrägschächten aufgestellt; weitere

drei Sullivan-Kompressoren mit 25 m³/Min. Ansaugeleistung arbeiten beim Südportal. In Verwendung stehen Ingersoll-, Sullivan- und Flottmann-Bohrhämmer.

Je zwei Sulzer-Ventilatoren mit 25 m³/Sek. und 150 PS Energieverbrauch — hiervon je einer als Reserve — sorgen für die ausreichende Belüftung der beiden von den Portalen vorgetriebenen Tunnelstrecken. Bei den Schächten sind zwei Cerpelli-Ventilatoren mit 18 bis 20 m³/Sek. Leistung, 370 mm Wassersäule und 150 PS Energiebedarf aufgestellt. Von diesen wird die Luft in Röhren von 850 mm Durchm. bis in den Luftkanal des Tunnels geleitet, der 6,5 m² Querschnitt hat und durch eine bewehrte Wand von dem fertigen Profil abgetrennt ist. Am Ende dieses Kanals sind einstweilige Luftkammern errichtet, von denen zwei Hilfsventilatoren mit 6 m³/Sek. Leistung die Luft in Röhren von 1,635 m Durchm. pressen. Mit dem Fortschritt der Ausmauerung werden die Kammern vorgelegt. Außerdem sind in den fertigen Strecken noch zwei Saugventilatoren mit einer Leistung von 3 m³/Sek. aufgestellt.

Der Materialtransport im Tunnel geschieht ausschließlich mit Druckluftlokomotiven von 14 at Gebrauchspannung, die Behälter für 200 at besitzen.

In der Vortriebstrecke werden kleine Maschinen mit 10 t Dienstgewicht, in der Vollausbruchstrecke große Lokomotiven mit vier Achsen und 20 t Gewicht benutzt. Die erforderliche Druckluft für die Lokomotiven erzeugen je zwei Kompressoren von 3 m³/Min. Ansaugeleistung und zwei mit je 13 m³/Min. bei den Tunnelportalen, die 300 PS Energiebedarf haben. Von den Druckluftkesseln, die 20 m³ fassen, wird die auf 200 at gespannte Luft in Rohren von 30 mm Durchm. in den Tunnel geleitet. Bei den Schrägschächten sind vier zweiachsige Lokomotiven in Verwendung, die von einem 4-m³- und einem 13-m³-Kompressor versorgt werden.

Der ganze Transport außerhalb des Tunnels geschieht mit Dampflokomotiven; das Rollbahngleis hat 75 cm Spur und besteht aus Schienen von 15 kg/m. Die Schrägaufzüge haben 4000 kg Tragkraft und elektrische Winden mit 150 PS Energiebedarf, die in 24 Stunden 200 bis 240 Rollbahnwagen befördern können. Zur Entwässerung wurden drei Kolbenpumpen und eine Kreiselpumpe mit einer Fördermenge von 3500 l/Min. nächst den Schächten aufgestellt; wegen des zunehmenden Wasserzuflusses wird diese Anlage verstärkt durch die Aufstellung von vier Sulzerpumpen zu 1500 l/Sek. und 300 m Förderhöhe, zwei Sulzerpumpen zu 1300 l/Sek. und eine Gabionetta-Pumpe zu 700 l/Sek.; eine Doppelleitung von 175 mm Durchm. ist vorgesehen. In der Vortriebstrecke stehen Druckluftpumpen in Verwendung.

Für die Tunnelstrecken, die vom Südportal und von den Schächten vorgetrieben und ausgebaut werden, mußten in Ermangelung von brauchbarem Flußschotter und Sand eigene Aufbereitungsanlagen mit einer Leistung von 4 m³/Std., bestehend aus Steinbrecher, Sandwalze und Sortiertrommel, eingerichtet werden, deren Energiebedarf 70 PS ist.

In jedem der drei Bauhöfe sind Reparaturwerkstätten, Schmieden und Bohrerschärfanlagen eingerichtet. Nächst den Tunnelportalen ist je ein Krankenhaus für einen Belag von 20 Personen mit Operations- und Mikroskopierraum erbaut worden; ein drittes wird auch im Lager beim Schrägschacht eingerichtet. Eigene Badeanstalten mit Dusch- und Wannenbädern und Trockenräume für Arbeitskleider stehen der Belegschaft zur Verfügung.

Den Materialtransport vom Nordportal zum Schrägschacht besorgt eine Schwebebahn mit 27,5 t Stundenleistung und 9 km Länge, auf der 140 Wagen von 400 kg Tragkraft umlaufen.

Es stehen folgende Energiemengen zur Verfügung:

beim Nordportal	1810 PS	und eine Reserve von	880 PS
bei den Fensterschächten	3910 „	„ „ „ „ „	1220 „
beim Südportal	1990 „	„ „ „ „ „	740 „
somit im ganzen	7710 PS	und eine kalorische Reserve von	2840 PS.

Gegenwärtig sind 8000 m durchörtert. Da man an allen vier Vortriebstellen zusammen einen Tagesfortschritt von 8 bis 9 m erzielt, rechnet man mit der Fertigstellung des Tunnels im Jahre 1929.

Die Köln-Mülheimer Brücke.

Entgegnung von Beyer, Dresden, und Gaber, Karlsruhe
auf die Erklärung in der „Bautechnik", 1927, Heft 26, S. 377.

Es ist bedauerlich, daß durch die Erklärung vom 10. Juni 1927 nun auch in die Fachpresse die Formen getragen werden, die sich beim Streit um die neue Kölner Rheinbrücke seit Anfang dieses Jahres in den Kölner Zeitungen herausgebildet haben. Die Herren Unterzeichner vom 10. Juni haben ihr Urteil in Unkenntnis der Sachlage ohne Anhörung der Nächstbeteiligten vorschnell der Öffentlichkeit unterbreitet. Der Inhalt der Erklärung wird durch folgenden kurzen Bericht widerlegt, der an der großen Linie festhält und alles Kleinliche vermeidet.

Die Herren Schaper und Zimmermann hatten im ersten Preisgericht Anfang dieses Jahres die von Krupp vorgeschlagene große Bogenbrücke ohne Zugband zur Ausführung empfohlen, obwohl bereits im Preisgericht Bedenken auftauchten, ob die für einen solchen Riesenbogen grundlegenden Voraussetzungen, sicherer Untergrund und gute Gründung, einwandfrei erfüllt seien. Die verantwortliche Bauleitung erklärte Mitte Februar schriftlich dem Oberbürgermeister, daß sie wegen des Untergrundes die Gewähr für die Bogenbrücke ohne Zugband nicht übernehmen könne. Die darauf von der Stadt Köln als Gutachter angerufenen erfahrenen Bausachverständigen lehnten die Gründung und die Aufnahme des Horizontalschubes des großen Bogens durch den Untergrund als bedenklich ebenfalls ab. Die Firma Fried. Krupp ließ eine Anzahl entgegengesetzter Ansichten vortragen. Da bauerfahrene Fachleute von Ruf die Eignung des kiesigen Untergrundes als Widerlager eines großen Bogens mit über 300 m Spannweite bezweifelten, so beschlossen die vereinigten Ausschüsse der Stadtverordneten, daß nur eine Brücke mit vollständig aufgehobenem Horizontalschub oder Zug gebaut werden solle.

Die Stadt Köln lud nun unter Hinweis auf das Material des ersten Wettbewerbes, das in ihren Besitz übergegangen war, fünf Eisenbaufirmen nochmals zur Abgabe von Entwürfen und bindenden Angeboten für eine Straßenbrücke ohne Schnellbahn ein und bestellte ihren verantwortlichen Bauleiter Reichsbahndirektor Woltmann mit den beiden Professoren Beyer, Dresden und Gaber, Karlsruhe als Prüfungskommission mit dem Auftrage, ihr technisches Gutachten schriftlich vor Eröffnung der Angebote abzugeben.

Vier von den eingeladenen Firmen reichten Entwürfe und Angebote ein. Die Firmen Harkort und MAN-Gustavsburg mit Union-Dortmund legten für sich kleine und große Hängebrücken, die Firma Krupp und die Gemeinschaftsfirma Krupp-Klönne wieder für sich große Bogenbrücken vor. Krupp ließ jetzt seine frühere Gründung fallen und griff wie die andern Firmen zur Preßluftgründung mit Senkkasten. Die Gutehoffnungshütte hatte unaufgefordert einen Bogenbrückenentwurf eingereicht. Die Prüfungskommission stellte vor der Einzelarbeit Richtlinien auf und kam nach gründlicher Prüfung und eingehender mündlicher Verhandlung mit den Firmen vorbehaltlich einer Nachprüfung wegen der Baukosten einstimmig zu folgendem Beschluß:

Von beiden Gruppen — Bogenbrücken und Hängebrücken — werden der Stadtverwaltung als beste, zuverlässige und baureif ausgearbeitete Entwürfe zur Wahl gestellt

Entwurf Gutehoffnungshütte, Bogen mit 315 m Stützweite,
Entwurf MAN-Gustavsburg, kleine Hängebrücke mit Stützweite von 247,2 m und 2 × 90,3 m.

Die endgültige Auswahl war Sache der Stadt. Sie war abhängig vom Geschmack und den noch nicht bekannten Baukosten. Unter Hinweis auf ihre Richtlinien äußerte sich die Kommission noch dahin, daß die kleine Hängebrücke sie am meisten befriedige.

Bei der öffentlichen Angebotseröffnung, die nach Abgabe des schriftlichen Gutachtens stattfand, wurde das von der Stadt nicht angeforderte Angebot der Gutehoffnungshütte zurückgezogen. Die von Harkort und Gustavsburg angebotenen kleinen Hängebrücken waren die billigsten Brücken und stellten sich um 809 000 und 265 000 R.-M. billiger als die jetzt für 9 722 000 R.-M. gegen früher 12,91 Millionen angebotene Bogenbrücke von Krupp. Somit hatte das Urteil der Kommission nicht nur die von jedermann als konstruktiv einwandfrei anerkannten und die Standsicherheit bestimmt verbürgenden Entwürfe, sondern in der kleinen Hängebrücke auch den wirtschaftlich vorteilhaftesten Entwurf getroffen. Eine bessere Bestätigung der Richtigkeit unserer Arbeit gibt es nicht, und an dieser Tatsache prallen alle Einwände ab.

Mit der späteren Vergebung der großen Hängebrücke mit 315 und 2 × 91,03 m Stützweite an ein Konsortium aus den Eisenbaufirmen Harkort, MAN-Gustavsburg, Dortmunder Union und den Tiefbaufirmen Holzmann und Grün & Bilfinger durch die Stadt hat die Kommission nichts zu tun. Dafür waren parteipolitische Gründe maßgebend.

Außer den beiden von der Prüfungskommission als am besten und baureif hervorgehobenen Entwürfen lagen die Bogenbrückenentwürfe der Firma Krupp und der Gemeinschaftsfirma Krupp-Klönne vor. Die Firma Krupp hatte eine Abänderung ihres früheren Entwurfs „Aus einem Guß" angeboten. Der Horizontalschub wurde nunmehr unter Vermittlung lotrecht stehender 12,6 m langer, einarmiger Hebel teils in ein in Fahrbahnhöhe liegendes Zugband, teils in das tiefe Bogenwiderlager geleitet. Diese Aufteilung der Bogenkraft durch Hebel wurde als geistreich und statisch einwandfrei bezeichnet, war aber doch nur eine durch die Notlage des Entwurfsverfassers zu erklärende, gezwungene Lösung. Der Hebel stellte ein wesentliches Konstruktionsglied dar, dessen Ausbildung als ebene Scheibe und nicht als räumliches Gebilde in manchen Punkten bedenklich und nicht geglückt war. Es wurde betont, daß der Entwurf in der übrigen Konstruktion Hervorragendes leistete. Entgegen den Richtlinien der Stadt blieb der umstrittene Untergrund immer noch wagerecht belastet, während alle andern Firmen dies vermieden hatten. Außerdem erfolgte der Kräfteausgleich im Gegensatz zum Bogen der Gutehoffnungshütte nicht im Haupttragsystem, wie es bei solch großen Verhältnissen nicht nur wegen Sprengungen und dergl., sondern ganz allgemein wünschenswert ist, sondern nur in Verbindung mit den Betonbogen der Vorländer; zudem erstreckten sich auf dem rechten Ufer diese Bogen entgegen der Ausschreibung zu tief nach Mülheim hinein.

Der von Krupp-Klönne vorgelegte Entwurf sah u. W. zum erstenmal im Brückenbau Kabel als Zugband vor. Wir haben die Anwendung des

Kabels als Zugband von Bogenbrücken als möglich unterstrichen, aber nicht empfohlen, den ersten Versuch gleich beim größten Bogen Europas zu unternehmen. Wir wünschten, daß diese beachtenswerte Neuerung bei kleineren Straßenbrücken erprobt werde: Straßenbrücken sind ausdrücklich mit dem Hinweise genannt worden, daß solche auch von der Reichsbahn in großer Zahl gebaut werden. Die Behauptung, daß das Zugbandkabel nicht ebenso leicht angeschlossen werden könne wie das Kabel bei der Hängebrücke, wurde von uns nicht aufgestellt. Die vorgelegte Einzelzeichnung für den Anschluß brachte aber hierfür im Gegensatz zu den Hängebrücken der MAN keine baureife Lösung.

Auf die beachtenswerten technischen Einzelheiten der in vieler Hinsicht hervorragenden Entwürfe aller Firmen kann hier nicht eingegangen werden.

Wegen dieser Bedenken bei den Bogenbrückenentwürfen von Krupp und Krupp-Klönne mußte der einwandfrei und zuverlässig durchgebildete Entwurf der Gutehoffnungshütte — obwohl er nicht wie jene bemerkenswerte Neuerungen aufwies — von uns in den Vordergrund gestellt werden. Er hob seinen Schub durch ein — auch von Herrn Schaper später gewünschtes — Zugband aus Walzeisen auf, dessen Anschluß wie die gesamte Konstruktion zu keinerlei Bedenken Anlaß gab.

Ganz abgesehen von der kurz bemessenen Prüfungszeit war es nicht unsere Aufgabe, für unausgereifte wichtige Einzelheiten Verbesserungsvorschläge auszuarbeiten — wir waren nicht Gutachter der Firmen —, sondern wir mußten gerechterweise die Entwürfe in der vorgelegten Form miteinander vergleichen. Schließlich rät der gesunde Menschenverstand und das Verantwortungsgefühl dazu, das mit einem solchen Brückenbau notwendig verbundene Wagnis nicht ohne Zwang zu vergrößern.

Entgegen den Behauptungen der Erklärung vom 10. Juni wird daher festgestellt:

1. Die Bogenbrücke (Entwurf Gutehoffnungshütte) ist von uns nicht abgelehnt worden.
2. Sie verdiente wegen größerer Zuverlässigkeit vor den anderen Bogenbrückenentwürfen den Vorzug.
3. Die Kommission wählte zwei technisch einwandfreie und dann auch die billigste Lösung aus.
4. Erst das zweite Ausschreiben brachte die in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht baureifen Entwürfe (Bogenbrücke statt 12,9 nur noch 9,7 Mill., kleine Hängebrücke nur noch 8,9 Mill. gegen 16,44 Mill. R.-M.)

Nach dieser Aufklärung ist nicht unser Gutachten, sondern die Erklärung vom 10. Juni erstaunlich. Unser Urteil wurde abgegeben nach ernster Prüfung und Erwägung aller Bedenken und Schwierigkeiten und braucht heute nicht berichtigt werden. Herr Schaper hingegen gab im Gegensatz zu seinem Urteil im 1. Preisgericht die in der „Stellungnahme zu den Ausführungen der Herren Preisrichter Schaper und Zimmermann in der Sitzung der vereinigten Stadtverordneten-Ausschüsse am 15. März 1927“ (städtische Druckschrift „Gutachten betreffend die Straßenbrücke Köln-Mülheim“, S. 18) enthaltenen folgenden Erklärungen ab:

„Nachdem die Herren Schaper und Zimmermann in der Sitzung gegen die Sachverständigen (Sperber u. Gen.) gesprochen haben, glauben wir nicht umhinzukönnen, den Inhalt der eingehenden Aussprache wiederzugeben, die die Gutachter (Sperber u. Gen.) tags vorher mit den beiden Herren Preisrichtern (Schaper und Zimmermann) hatten.

Herr Schaper hatte in dieser Aussprache uns gesagt, wenn wir Bedenken gegen den Kruppschen Entwurf hinsichtlich der Sicherheit hätten, so falle das Bogensystem überhaupt, und es käme die Hängebrücke, die man aber auch aus ästhetischen Gründen nicht brauchen könne; wir (Sperber u. Gen.) müßten das Preisgericht in seinem Urteil stützen. Wir erklärten eben, es könne nicht unsere Aufgabe sein, uns in den Streit einzumischen, ob Hängebrücke oder Bogenbrücke. Die Fragestellung an uns laute anders. Die Bedenken gegen den Kruppschen Entwurf hinsichtlich der Sicherheit könnten am einfachsten dadurch ausgeräumt werden, daß man ein Zugband zur Aufnahme des Horizontalschubs einführe. Herr Schaper erwiderte uns, wir hätten hier vollständig Recht. Der Bogen mit dem Zugband wäre ihm auch lieber, und wenn beim Preisgericht der Entwurf Klönne schon vorgelegen hätte, so hätte er ohne weiteres diesen genommen. Er bäte uns aber, in unserem Gutachten doch wenigstens zum Ausdruck zu bringen, daß man auch ohne Zugband durch Änderungen, Umkonstruieren und Zusatzkonstruktionen die Widerlager des Kruppschen Entwurfs so verbessern könne, daß sie bedenkenfrei seien. Im Preisgericht habe man wenig Zeit gehabt, solchen Fragen nachzugehen, es seien auch zu wenig Ingenieure darin gewesen, und er ersuchte uns, auch anzuraten, daß künftig mehr Ingenieure in einem Preisgericht tätig seien. Wir sind den Anregungen des Herrn Geheimrats Schaper so weit nachgekommen, als wir es als unabhängige Gutachter tun konnten, denn es liegt uns völlig fern, der technischen Autorität und Ehre der Herren Schaper und Zimmermann zu nahe zu treten.

Köln, den 16. März 1927.

gez. Sperber, Oberbaudirektor a. D; gez. Dr.-Ing. Haag;
gez. Dantscher, o. Professor; gez. Dr.-Ing. Kirchhoff, Reg.-Baumeister;
gez. Professor Dr. Fliegel.“

Und weiter seine Erklärung in der Sitzung der vereinigten Stadtverordneten-Ausschüsse vom 13. März 1927 (städtische Druckschrift „Gutachten betreffend die Straßenbrücke Köln-Mülheim“, S. 24):

„Geheimrat Schaper: Ich erkenne sehr gerne an, daß ich gesagt habe, es wäre mir lieber, wenn diese Bogenbrücke mit Zugband ausgeführt würde. Dann wären alle Bedenken beseitigt und alle Schwierigkeiten auch. Lieber wäre mir das; aber ich behaupte, daß es möglich ist, durch geringe Mttel dieses Fundament so auszuführen, daß die Brücke vollkommen standsicher ist. Ich gebe zu, daß mir ein Zugband lieber ist. Wenn die Firma Krupp bereit ist, das zu wählen, wäre mir das auch lieber.“

Damit widerspricht Herr Schaper selbst der Behauptung am Schlusse seiner Erklärung vom 10. Juni und gab schon im März d. J. unzweideutig die Unzulänglichkeit des Spruches des ersten Preisgerichtes vor der breiten Öffentlichkeit zu.

Daß dann die Stadt Köln bei der zweiten von den Stadtverordneten ausgeschriebenen Submission auch andere Sachverständige hören wollte, läßt sich verstehen und gibt niemanden das Recht uns, die wir bis heute keinerlei Kritik am ersten Preisgericht geübt haben, deshalb in einer dem sonstigen Brauche nicht entsprechenden Weise anzugreifen.

Auf die vorstehende Entgegnung ist von den Herren Zimmermann und Schaper folgende Äußerung eingegangen:

In ihrer Entgegnung behaupten die Herren Beyer und Gaber, daß der an zweiter Stelle Unterzeichnete schon im März d. J. unzweideutig die Unzulänglichkeit des Spruches des ersten Preisgerichts vor der breiten Öffentlichkeit zugegeben habe. In der Beilage „Welt und Werk“ der Deutschen Allgemeinen Zeitung vom 24. Juli d. J. versteigen sich die Herren Beyer und Gaber sogar zu folgenden Behauptungen, die den Tatsachen in keiner Weise entsprechen:

1. „Wohl im Hinblick darauf, daß die technischen Sachverständigen des ersten Preisgerichts selbst nachträglich ihren ursprünglichen Spruch verleugnet haben und andere Entwürfe als den von ihnen zur Ausführung empfohlenen lieber gebaut gesehen hätten, berief die Stadt Köln usw.“.
2. „Solche unliebsamen Vorkommnisse bei Preisgerichten werden vermieden, wenn man sich genügend Zeit läßt, die eingereichten Entwürfe nicht nur hinsichtlich des augenfälligen eisernen Überbaues, sondern auch nach Art des Unterbaues, Kostenfrage usw. zu prüfen“.

Hierzu haben wir zu erklären:

Wir haben den von uns gefällten Spruch niemals verleugnet. Wir halten noch heute den von uns zur Ausführung empfohlenen Entwurf für den bei weitem besten der eingereichten Entwürfe und — vielleicht mit einigen geringfügigen, das Wesen des Entwurfes nicht im geringsten beeinträchtigenden Änderungen — für einwandfrei und baureif. Dies haben wir auch den von der Stadt Köln berufenen fünf Sachverständigen (Sperber, Haag, Dantscher, Kirchhoff und Fliegel) in der gemeinsamen Besprechung am 14. März d. J. und öffentlich in der Sitzung der Ausschüsse der Stadtverordnetenversammlung am 15. März d. J. auf ausdrückliches Befragen des Herrn Oberbürgermeisters unzweideutig erklärt. Außerdem haben wir Anfang Mai d. J. in verschiedenen Kölner Tageszeitungen, so auch in Nr. 342 der Kölnischen Zeitung vom 9. Mai d. J., die Erklärung abgegeben, „daß der Kruppsche Entwurf ohne jeden Zweifel in der ursprünglichen Form ausführbar sei“. (Wörtlich so!) Damit ist die schwerwiegendste Behauptung der Herren Beyer und Gaber als den Tatsachen nicht entsprechend nachgewiesen.

Was sie weiter als Stütze für ihre Behauptungen aus den Verhandlungen mit den Gutachtern der Stadt Köln anführen, gewinnt einen anderen Sinn, wenn man erfährt, daß die Aussprache zwischen diesen und den beiden technischen Preisrichtern vom Herrn Oberbürgermeister zu dem Zwecke veranstaltet worden ist, womöglich einen Ausgleich der sich in einigen Punkten widersprechenden Anschauungen des Preisgerichtes und der Bauleitung zu erreichen. Diesem Wunsche konnten die Preisrichter selbstverständlich nur zustimmen. Danach haben sie den Ton ihrer Ausführungen in der Besprechung vom 14. März eingerichtet, indem sie der Auffassung der Gegenpartei so weit entgegenkamen, wie sich irgend rechtfertigen ließ. So ist es zu verstehen, daß der an zweiter Stelle Unterzeichnete beispielsweise gesagt hat, er würde, wenn der Wettbewerb eine Bogenbrücke mit Zugband von der gleichen Schönheit, Kühnheit und Wirtschaftlichkeit gebracht hätte, wie sie der Kruppsche Entwurf zeige, vielleicht einen solchen Entwurf zur Ausführung empfohlen haben. Jetzt wird dieses rein formale Entgegenkommen von den Herren Beyer und Gaber — die bei den Verhandlungen nicht zugegen waren — als sachliche Verleugnung des anfänglichen Standpunktes der Preisrichter ausgelegt.

Wir sehen mit diesen Erklärungen die Angelegenheit als erledigt an, soweit es sich um die oben mitgeteilten Veröffentlichungen der beiden Herren handelt. Wohl alle vorurteilsfreien und sachverständigen Brückenfachmänner sind sich darüber einig, daß der Kruppsche Entwurf ohne jeden Zweifel ausführbar war. Der Kreis wird dadurch geschlossen, daß die Herren Direktoren der die Hängebrücke ausführenden Werke Dr.-Ing. ehr. Brunner, Dr.-Ing. ehr. Herrmann und Metzler dem an zweiter Stelle Unterzeichneten erklärt haben, daß sie den Kruppschen Entwurf „Aus einem Guß“, wie er seinerzeit beim Wettbewerb eingereicht wurde, bei entsprechender, das Wesen des Entwurfes nicht beeinträchtigender Umgestaltung für ausführbar halten. Herr Dr.-Ing. ehr. Herrmann hat dabei betont, daß er die Widerlager umgestaltet und mit Druckluft gegründet wissen will und daß er einen Bogenträger mit Zugband dem Bogen ohne Zugband vorzieht.

Durch diese Erklärung dürfte auch der schwere Vorwurf, den die Herren Beyer und Gaber am Eingang der vorstehend mitgeteilten Aufsätze den in Heft 26 mitunterzeichneten angesehenen Fachmännern gemacht haben, hinfällig werden.

Wir haben in dem genannten Heft eine Reihe kurzer, aber bestimmter Fragen an beide Herren gerichtet, die wir nochmals nachzulesen bitten. So z. B., ob sie nicht wissen, daß unsere Vorgänger und die lebenden Ingenieure hunderte von Bogenbrücken und Gewölben gebaut haben, bei denen die einzelnen Überbauten nur durch den Schub der Nachbarbogen standsicher sind; ob es überhaupt ein Bauglied gibt, das ohne ein anderes für sich standsicher ist; daß hunderte von auf Schub beanspruchten Bogenbrückenpfeilern auf Kies gegründet sind und daß insbesondere in den Nachbarstädten Kölns, in Bonn und Düsseldorf, gewaltige, kühne, auf Kies gegründete Bogenbrücken den Rhein überspannen; ob Düsseldorf nicht nach dem Urteil der Herren die dortige, ohne Verstärkung der Pfeiler bedeutend verbreiterte Brücke sofort für den Verkehr sperren müßte; ob den Herren Gutachtern nicht die eingehende Untersuchung bekannt ist, die — neben anderen — der allseitig anerkannte Forscher und Statiker Professor Grüning über die Standsicherheit der Kruppschen Brücke angestellt hat, und ob sie den Nachweis kennen, daß die Kruppsche Brücke nicht nur für sich standsicher sein würde, sondern sogar noch 70000 Menschen tragen könnte, wenn man die benachbarten Gewölbe sprengte. Auf diese und noch andere durchaus nicht kleinliche, sondern für die Entscheidung im schwebenden Streit schwerwiegende Fragen haben die Herren als Antwort nur Schweigen. Trotzdem halten sie sich aber für berechtigt, den Mitunterzeichnern der Fragen in Bausch und Bogen den Vorwurf zu machen, sie hätten „ihr Urteil in Unkenntnis der Sachlage ohne Anhörung der Meistbeteiligten vorschnell der Öffentlichkeit unterbreitet".

Die Herren Beyer und Gaber rühmen sich des Erfolges ihrer Gutachtertätigkeit. Wir wollen das nicht bekritteln. Den Herren Beyer und Gaber ist aber der schwere Vorwurf zu machen, daß sie es nicht verstanden haben, die Solidarität der technischen Sachverständigen und der technischen Wissenschaft gegenüber laienhafter und politischer Willkür zu schützen. Sie haben damit das Ansehen der technischen Wissenschaft schwer geschädigt. Sie selbst sind schließlich dadurch in die mißliche Lage geraten, daß ihre eigenen Vorschläge vom Oberbürgermeister und von den Körperschaften der Stadt Köln nicht beachtet wurden.

Zimmermann. Schaper.

Des weiteren hat sich Herr Fr. Voß, einer der Mitunterzeichner der Erklärung von Zimmermann und Schaper, wie folgt geäußert:

Die Behauptung der Herren Beyer und Gaber, die Mitunterzeichner der Erklärung von Zimmermann und Schaper wären über die Sachlage nicht genügend unterrichtet gewesen, ist unzutreffend. Die Tatsachen sprechen vielmehr auch für die Unbeteiligten eine ganz klare Sprache.

Ich beklage nochmals, daß Lehrer der technischen Wissenschaften ein derartiges Gutachten abgegeben haben, das lediglich dazu gedient hat, Verwirrung unter den Laien anzurichten, das Urteil des Preisgerichtes zu erschüttern und die Bahn für die vom Oberbürgermeister der Stadt Köln gewünschte große Hängebrücke freizumachen. Das ist in Wirklichkeit das einzige Ergebnis dieses Gutachtens, denn nicht die empfohlene kleine Hängebrücke ist für die Ausführung bestimmt, und außerdem ist man nicht der Ansicht der Gutachter über die Kabelanordnung beigetreten. Daß die Entwürfe infolge des Wegfalls der Schnellbahn und infolge Preisnachlasses bei den Hängebrücken billiger geworden sind, kann man unmöglich den Gutachtern als Verdienst anrechnen.

Möge das Geschick uns davor bewahren, daß der Kölner Wettbewerb in Deutschland Schule macht, und daß technische Preisrichter wie Statisten behandelt und durch andere ersetzt werden, wenn sie nicht gefügig sind.

Fr. Voß.

Schlußwort der Herren Beyer und Gaber:

Daß Herr Schaper entgegen seinem Preisrichterspruch andere Ansichten über die beste Lösung vertreten hat, geht aus seinen eigenen, auf S. 759 angeführten Äußerungen hervor, wenn er auch am 9. Mai wiederum zu anderer Ansicht gekommen war.

Auf die rhetorischen Fragen aus Heft 26 der „Bautechnik" 1927 näher einzugehen, hielten wir für überflüssig; denn auch wir gehören zu den „lebenden Ingenieuren", die eine Reihe von Bogenbrücken mit nicht unbedeutenden Spannweiten auf Flußkies entworfen, gegründet und glücklich ausgeführt haben. Selbstverständlich kannten wir auch die Untersuchungen der Kruppschen Gutachter ebenso wie die von der Stadt Köln eingeholten Gutachten. Alles dies hatte aber nichts mit der uns gestellten Aufgabe zu tun. Sie bestand nicht in einem Urteil über die von den Herren Schaper und Zimmermann geleistete Preisrichterarbeit, sondern sollte aus einer kleinen Anzahl von der Stadtverwaltung erneut eingeforderter Entwürfe, die dem ersten Preisgericht nicht vorgelegen hatten, und unter denen der seinerzeit unter Vorbehalt zur Ausführung empfohlene Entwurf einer Bogenbrücke nicht enthalten war, den für die Ausführung besten, nicht die „möglichen", bezeichnen. Das haben wir nach bestem Wissen und Gewissen getan, sine ira et studio, ohne Rücksicht auf politische oder persönliche Wünsche und freilich auch ohne Rücksicht auf die Anschauungen und Geschmacksrichtungen anderer, vor uns tätig gewesener Herren.

Aus Gründen der „Solidarität", oder besser gesagt, aus selbstverständlicher Achtung vor den Mitgliedern des ersten Preisgerichts, haben wir uns bei unserer Tätigkeit in Köln jeder Kritik an ihrer Arbeit enthalten. Die Fachgenossen mögen beurteilen, ob die Herren Schaper u. a. die „Solidarität" uns gegenüber gewahrt haben, als sie uns in Unkenntnis der Sachlage — denn die Hauptgrundlage für ein technisches Urteil, die uns vorgelegten Pläne, kannten sie alle nicht — und ohne uns vorher zu hören, mit den schweren Vorwürfen vom 10. Juni d. Js. angeklagt und verurteilt haben.

Möge — um mit den Worten des Herrn Voß zu schließen — ein gütiges Geschick uns und die Fachwelt davor bewahren, daß dieses Vorgehen der Herren Schaper u. a. Schule macht! Die technische Wissenschaft zieht aus einem solchen — von uns nicht veranlaßten — Streit keinen Nutzen.

Beyer, Dresden. Gaber, Karlsruhe.

Nachdem die Beteiligten ausführlich zu Worte gekommen sind, schließen wir hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 24. November ausgegebene Heft 22 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Das neue Kreiskrankenhaus in Prenzlau Um. (Architekt: Baurat J. Bischof). — Georg Stein: Neue Straßenbahnersiedlung mit Brtriebsbahnhof in der Müllerstraße, Berlin N (Architekt: Jean Krämer). — Dipl.-Ing. Castner: Wirtschaftlicher Siedlungs- und Straßenbau durch Verwendung von Druckluft.

Geschweißte Rohrleitungen für das Achensee-Kraftwerk. Für die Kraftanlage des Achenseewerkes, das vor kurzem in Betrieb genommen worden ist[1]), wurden nach einer Mitteilung der V. D. I.-Nachrichten vom 2. November 1927 die Rohrleitungen geschweißt. Es handelt sich bei diesen Rohrleitungen um eine Anlage im Werte von etwa einer halben Million Reichsmark und um außergewöhnliche Abmessungen der Rohre. Am oberen Ende der Leitungen ist der Rohrdurchmesser 2300 mm, am unteren Ende 2000 mm; die Wanddicke beträgt oben 12 mm und wächst nach unten hin entsprechend dem zunehmenden Druck bis auf 53 mm. Die Rohre sind mit Wassergas geschweißt. Die Arbeiten wurden von den Vereinigten Stahlwerken, Stahl- und Walzwerke Thyssen, ausgeführt, die auch die gesamte Rohrleitung geliefert haben. Die neuzeitliche Wassergasschweißerei hat damit einen neuen Beweis ihrer Leistungsfähigkeit erbracht. Für dasselbe Kraftwerk ist die Verteilleitung für den weiteren Ausbau ebenfalls in wassergeschweißter Ausführung vorgesehen. Dieser Plan stellt einen Wert von mehr als 100000 R.-M. dar. Die Rohre sollen 1100 bis 2000 mm Durchm. und Wanddicken von 30 bis zu 50 mm erhalten.

19. Hauptversammlung des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik am 27. Oktober 1927 in Berlin. In Anlehnung an die Aufgaben der Werkstofftagung wurden drei Vorträge aus dem Gebiete der Metallforschung gehalten.

Prof. Dr.-Ing. Nadai, Göttingen, sprach über „Die Kinematik der plastischen Formänderungen". An zahlreichen Stellen, besonders in den Werken der metallerzeugenden und -verarbeitenden Industrie, bilden die plastischen Formänderungen der Metalle den Gegenstand eingehender Forschung. Der Redner kennzeichnete die beim Fließen der Metalle, besonders des Eisens, beobachteten Erscheinungen. Als ein anschauliches Mittel zur Beschreibung dieser Formänderungen haben sich die Gleitflächen erwiesen, deren Bildungsgesetze sich heute bereits weitgehend mit Mitteln der Mechanik voraussagen lassen. Es wurden die Strukturänderungen im Feingefüge des Eisens nach plastischen Formänderungen gezeigt. Zur Untersuchung der Plastizitätsbedingung diente eine Festigkeitsmaschine, in der Versuchskörper gleichzeitig auf Zug und Verdrehung beansprucht werden konnten. Eine weitere Versuchsanordnung gestattete die Erzeugung von zusammengesetzten Beanspruchungen der Probekörper auf Zug und Innendruck. Zur mathematischen Behandlung des Gleichgewichtszustandes von Massen in ihrem plastischen Zustande liegen verschiedene Ansätze vor. Es wurden folgende Probleme kurz behandelt: Das Pressen einer plastischen Masse zwischen zwei harten reibenden Platten, das Biegungsproblem, die Verdrehungsbeanspruchung und Fälle, bei denen ein hoher Druck auf eine kleine Fläche übertragen wird. Zur Unterstützung der theoretischen Ansätze dienten Beobachtungen über die Gleitflächen in plastisch beanspruchten Eisenstücken.

Prof. Dr.-Ing. Ludwik, Wien, behandelte dann „Die Bedeutung des Gleit- und Reißwiderstandes für die Werkstoffprüfung".[1]) Erstmalig wurde der Versuch gemacht, die wichtigsten Kennziffern der mechanisch-technischen Werkstoffprüfung in Beziehung zu bringen und auf Gleit- und Reißwiderstände zurückzuführen.

Der Redner behandelte zunächst den Zugversuch und erörterte hierbei auch die Beziehung zwischen Streckgrenze, Alterung, Kalt- und Warmsprödigkeit. Durch die Zugfestigkeit wird (bei einschnürenden Stoffen) lediglich ein Gleitwiderstand, nicht aber ein Reißwiderstand gemessen.

An Versuchen mit Aluminium, Kupfer, Tombak, Messing und Nickel wurde dann nachgewiesen, wann und warum das Verhältnis zwischen Zugfestigkeit, Kugel- und Kegeldruckhärte bei verschiedenen Metallen verschieden ist und daß die bei der Hin- und Herbiegeprobe erhaltene Biegezahl in enger Beziehung zur gleichmäßigen Dehnung und Einschnürung steht. Dauerbrüche werden auf eine allmählich fortschreitende Auflockerung des Kristallgitters zurückgeführt.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 44 u. 48.

[1]) Siehe Z. d. V. d. I. 1927, Nr. 44.

Der Redner erläuterte, warum bei räumlichen Spannungszuständen, die z. B. durch Wärme-, Schwind- oder Reckspannungen entstehen, selbst sehr dehnbare Stoffe oft plötzlich ohne vorangegangene Verformung reißen. Anschließend wurde der Einfluß der Formänderungsgeschwindigkeit und die Gefährlichkeit stoßweiser Beanspruchung bei hinzutretenden Kerbwirkungen besprochen. Schließlich wurde an Versuchen gezeigt, in welcher Weise die Abkühlung, Alterung, Rekristallisation, Überhitzung usw. das Gefüge, die Art des Bruches und die Kerbzähigkeit beeinflussen.

Prof. Dr.-Ing. Enßlin, Eßlingen, berichtete über die „Grundlagen der theoretischen Festigkeitslehre". Seine Ausführungen schlossen sich an seine Veröffentlichung über „Die Festigkeitsaufgaben und ihre Behandlung" in der Z. d. V. d. I. 1927, Nr. 43, an. Schon die scheinbar einfachen Begriffe Elastizität und Streckgrenze, die bei der Festigkeitsrechnung unbedingt gebraucht werden, sind in der letzten Zeit heftig umstritten worden. Hingegen sind auf anderen Gebieten der Werkstoffprüfung und -forschung in den letzten Jahren bedeutsame Fortschritte zu verzeichnen, z. B. in der Kristall- und Röntgenforschung, sowie in der Frage der Dauerfestigkeit. Zur Aufstellung einer Festigkeitstheorie aus dem Tatbestande des inneren Stoffaufbaues ist es aber bis heute noch nicht gekommen. Die Schwierigkeiten hierbei liegen u. a. darin, daß die Beanspruchungsgrenze, die durch den Versuch festzustellen ist, einerseits den Anforderungen der technischen Praxis entsprechen, anderseits genau definiert und einwandfrei durch den Versuch ermittelt sein muß. Die hieraus für die Versuchsausführung und für die Wahl des Versuchswerkstoffes sich ergebenden Anforderungen wurden besprochen. Es hat sich als besonders dringlich herausgestellt, der Tatsache der Werkstoffehler gegenüber eine klare Stellung zu finden, da mit fehlerhaftem Werkstoff keine Gesetzmäßigkeiten zutage gefördert werden können. Das Ergebnis dieser auch für den Praktiker wichtigen Fragen ist bei Versuchen über die Zug- und Drehstreckgrenze von Stählen verwertet worden, wodurch die Hypothese von der elastischen Arbeit bestätigt wurde, der zufolge der Werkstoff an die Fließgrenze gebracht wird, wenn die elastische Arbeit in 1 cm³ Werkstoff einen dem jeweiligen Werkstoff und seiner Temperatur eigentümlichen Grenzwert erreicht.

Jahrhundertfeier der Technischen Hochschule Dresden. In den Tagen vom 4. bis 6. Juni 1928 wird die Technische Hochschule Dresden die Feier ihres 100jährigen Bestehens begehen. An einen Empfangsabend am Montag, den 4. Juni wird sich am 5. Juni vormittags der Hauptfestakt im Staatl. Schauspielhause, nachmittags ein festliches Zusammensein der Teilnehmer anschließen. Am 6. Juni sollen die wissenschaftlichen Institute der Hochschule, der Stadt Dresden und ihrer Umgebung besichtigt werden, abends soll ein studentisches Fest die Feier beschließen.

In Verbindung mit der Jahrhundertfeier wird seitens der Dresdner Jahresschau im Jahre 1928 eine Ausstellung „Die technische Stadt" geboten.

Die Technische Hochschule bittet alle ehemaligen Studierenden, die an der Festfeier teilzunehmen gedenken, bis zum Jahresschluß ihre Anschriften und Wünsche dem Ausschuß für die Jahrhundertfeier, Dresden-A. 24, George-Bähr-Straße 1, Zimmer Nr. 77, mitzuteilen.

Große Eisenbetonschwimmkörper für Seewasserbauten sind nach einem Berichte von Professor Ribera in Génie Civil vom 24. September 1927 in Spanien neuerdings mehrfach ausgeführt worden.

Bemerkenswert ist u. a. die in Abb. 1 dargestellte lange Kaimauer in Huelva: Erstens wegen der ungewöhnlich großen Abmessungen von 11,0 · 17,0 · 40,0 m der dort verwendeten Senkkasten, die schwimmend an Ort und Stelle gebracht, mit Sand gefüllt und durch eine Eisenbetonplatte abgedeckt wurden, auf der man alsdann hinter einer Werksteinverblendung eine kleine Stampfbetonmauer mit hinterer Bruchsteinpackung errichtete. Ferner aber wegen der bei der Gründung zu überwindenden Schwierigkeiten. Wie Abb. 2 zeigt, war zunächst der sehr wässerige Schlammboden bis in 20 m Tiefe auszubaggern und durch Sandschüttungen von gleicher Stärke, also noch 5 m unter Unterkante Senkkasten, zu ersetzen. Dank diesen durchgreifenden Maßnahmen erzielte man eine Bodentragfähigkeit von 5 kg/cm², d. h. das Doppelte der zu erwartenden Belastung durch Kai- und Verkehrslasten.

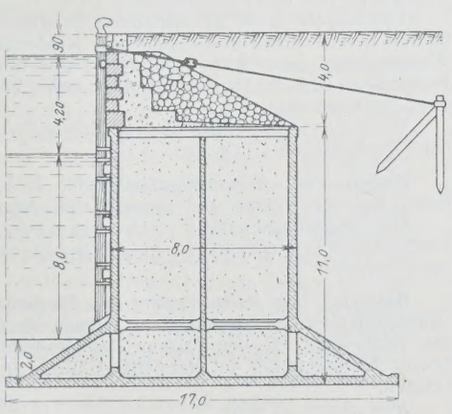


Abb. 1.

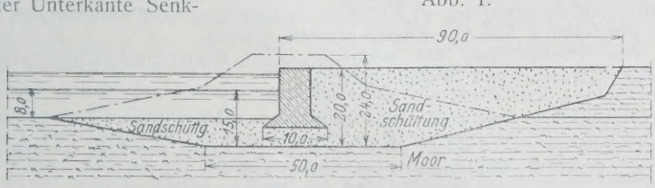


Abb. 2.

Abb. 3 zeigt die 20,0 · 15,0 · 7,30 m großen Eisenbetonsenkkasten für die Gründung einer Mole im Hafen von Musel bei Gijon, wo vorher eine leichtere Ausführung ähnlicher Art nicht widerstandsfähig genug gewesen war. Um das tägliche Ausschöpfen des während der Absenkungs- und Betonierungsarbeiten hereinschlagenden Wassers zu vermeiden, erhielten die Senkkasten eine Decke, die durch sechs Kaminaufsätze unterbrochen war. Der leere Senkkasten ohne Decke im Augenblick des Absenkens hat eine Schwimmtiefe von 5,14 m, was einem Bodendruck von 5040 kg/m² entspricht, doch wird in Anbetracht der dabei entstehenden Schlagwellenbildung der Sicherheit halber mit einer Beanspruchung von 7000 kg/m² gerechnet. Der vom Stapel gelassene Schwimmkörper erhält dadurch, daß man den zunächst nur 0,36 m starken Boden 0,64 m hoch aufbetoniert, also auf eine Gesamtstärke von 1,0 m bringt, sowie durch die Decke einen Tiefgang von 7,35 m; die Spannungen von Eisen und Beton sind rechnungsmäßig auf 946 und 42 kg/cm² festgesetzt.

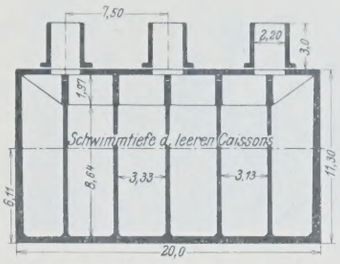


Abb. 3.

Herstellung, Stapellauf und Einschwimmen der Kasten boten nichts Bemerkenswertes. Das Absenken wurde durch Einlassen von Wasser erzielt und mußte sehr schnell geschehen, damit sie nicht infolge des hohen Seegangs kenterten, auch wurden sie während dieser Arbeit durch große Blöcke auf der Decke beschwert.

Da während des Winters die Arbeiten unterbrochen werden müssen, sollen die Kasten zunächst 4 m hoch mit Schotter gefüllt werden, dessen Gewicht genügt, um jede Verschiebung zu verhindern. Später wird das Wasser wieder ausgepumpt, der noch freie Raum mit Beton gefüllt und, wenn dieser nach etwa 20 Tagen erhärtet ist, auch die darunter befindliche Schotterschicht durch Einpressen von flüssigem Zementmörtel durch zu diesem Zweck frei gehaltene Öffnungen in Beton verwandelt.

Besonders umfassend und neuartig ist endlich die Verwendung von Eisenbetonschwimmkörpern beim Bau des Trockendocks von Cadiz, das mit 38 m l. W. und 12,40 m Tiefe für Schiffe von 235 · 32 m bestimmt ist und damit das größte in Spanien sein wird. Bei Aufstellung des Entwurfs und des Arbeitsplanes handelte es sich vor allem um die Möglichkeit des Arbeitens im Trockenen angesichts eines Untergrundes, der höchstwahrscheinlich von Sickergängen durchzogen war, wo also auch Fangedämme größter Ausdehnung eine Wasserhaltung kostspielig, schwierig und zweifelhaft erscheinen ließen. Auf Riberas Vorschlag baggerte man daher zunächst die ganze Baugrube aus und fand bereits dabei die Vermutung undurchlässigen Baugrundes in weitem Umfange bestätigt. Alsdann wurde das Dock aus acht einzelnen Kasten von je 29,50 m Länge,

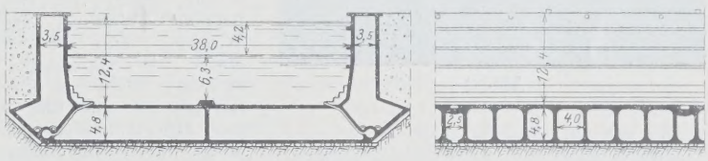


Abb. 4.

deren Querschnitt in Abb. 4 dargestellt ist, zusammengesetzt. Jeder dieser Kasten ist durch Querschotten von 4 m Abstand in einzelne Zellen geteilt, alle äußeren und inneren Wandungen sind sehr stark bewehrt. Nach den Außenseiten zu ist der Boden des Docks ausgekragt, um das Gewicht der Seitenmauern besser aufzunehmen und als Gegenwirkung gegen den Auftrieb auszunutzen. Die ganze Bauart gewährleistet eine beträchtliche Steifigkeit und Standsicherheit.

Um während der Herstellung auf Stapel und für das Einschwimmen das Gewicht möglichst zu beschränken und den Tiefgang zu vermindern, wurde hochwertiger oder Schmelzzement verwendet, mit dem bei 300 kg/m³ Zement und sachgemäßer Kornzusammensetzung der Zuschläge eine zulässige Betonbeanspruchung von 100 kg/cm² sowie eine sehr erwünschte Abkürzung der Arbeitsdauer erzielt wurde. Wegen der Unmöglichkeit einer genauen Feststellung des Auftriebs hat man der Berechnung der Docksohle eine Beanspruchung von 15 000 kg/m² zugrunde gelegt, was bei der freien Länge von 38 m sehr bedeutende Momente ergab.

Für das Absenken war ein Teil der Zellen voll Wasser gelassen: Sobald der Senkkasten an Ort und Stelle war, wurden mithin zunächst die leergebliebenen Zellen vollbetoniert, alsdann die übrigen ausgepumpt und auch in sie Beton mit Steinblockeinlagen eingebracht. Die Kammern der Seitenwände wurden — wie in Huelva — mit Sand gefüllt. Damit die Kasten sich gleichmäßig und gerade auf dem Boden aufsetzen konnten, mußte dieser besser eingeebnet werden, als das durch das Baggern möglich gewesen war. Mittels der Taucherglocke wurden also alle Ungleichheiten des Untergrundes beseitigt und die vorhandenen Löcher und Risse durch Sandsäcke geschlossen.

Zu lösen bleibt noch die Frage der Fugendichtung zwischen den acht Kasten. Angesichts der heute auf diesem Gebiete vorliegenden Erfahrungen — Ribera bezieht sich besonders auf diejenigen beim Seinetunnel der Pariser Untergrundbahn, die freilich schon 17 bis 20 Jahre zurückliegen — darf man mit einer erfolgreichen Lösung auch dieser Aufgabe rechnen. Ki.

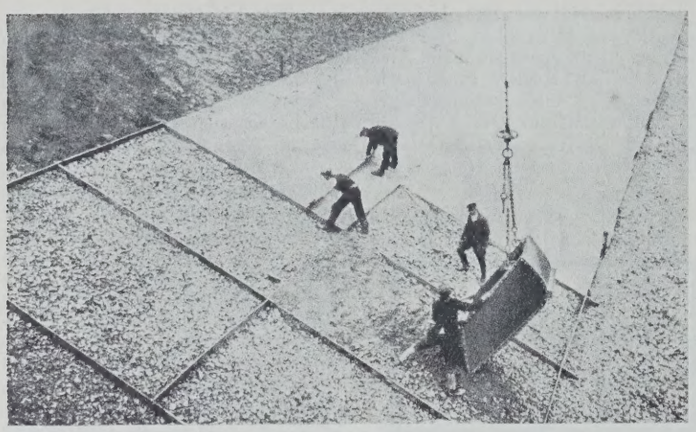


Abb. 1.

Das Betonieren der Böschungen von Werkkanälen, worüber „Die Bautechnik“ bereits in Heft 4, 5 und 11 des Jahrgangs 1926 und in Heft 28 und 30 des Jahrgangs 1927 berichtet hat, ist Gegenstand eines Berichtes in Nr. 12 der von den Siemens-Firmen herausgegebenen Mitteilungen über den Fortschritt ihrer Wasserkraftbauten am Shannon in Irland.[1]) Es handelt sich um den etwa 12 km langen Oberwasserkanal, der das Wasser des Shannon nach dem Kraftwerk bei Limerick leitet und dessen Bett dem ständigen Druck der Strömung sowie gelegentlicher Wellenwirkung ausgesetzt ist.

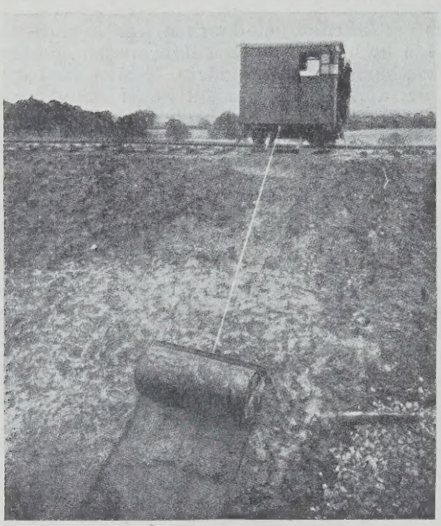


Abb. 2.

Wo das Material der Böschungen nicht genügend wasserundurchlässig ist, erhalten diese sowie die Kanalsohle zunächst einen 60 cm starken Lehmbelag, darüber, zum Schutz gegen die zernagende Wirkung des Wassers, eine 40 cm starke Bruchsteindecke, endlich — etwa 1 m über HW und 1 m unter NW — nach Abb. 1 einen Betonbelag, der eine Stärke von 12 cm hat und in Platten von 3 × 6 m verlegt wurde. Vor dem Betonieren der Böschungen waren diese abzugleichen und zu glätten, was in Abb. 2 dargestellt ist.

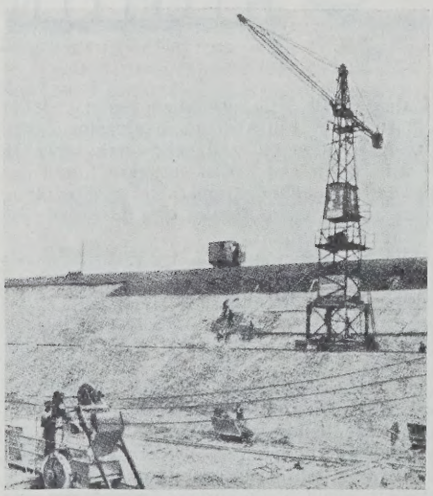


Abb. 3.

Bemerkenswert ist dabei, wie überhaupt bei allen Arbeiten der Siemens-Bauunion am Shannonausbau, die weitgehende Mechanisierung der Baustoff-Förderung: Abb. 3 zeigt den auf einem Fördergleis die Kanalböschungen entlangfahrenden Schwenkkran, dessen Förderkübel in Abb. 1 gerade noch sichtbar wird. Ki.

Bauausstellung in Moskau 1928. Die Ausstellung wird organisiert von Verteidigungs- und Arbeitsrat, Oberstem Volkswirtschaftsrat, Staatlicher Handelsstelle „Gostorg“, Volkskommissariaten für Verkehrswesen, Landwirtschaft, Finanzen und verschiedenen Bauverbänden. Sie soll die Errungenschaften auf den Gebieten der Bauindustrie, des Wohnungsbaues, Wegebaues und anderer zum Bauwesen zugehöriger Gebiete zur Anschauung bringen.

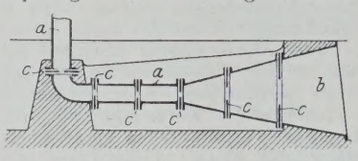
An die Ausstellung wird eine Ausland-Abteilung angegliedert werden. Nähere Auskunft erteilt das Bureau für Messen und Ausstellungen der Handelsvertretung der U. d. SSR. in Deutschland, Berlin SW, Lindenstr. 20—25.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 11: Heintze, Die Tiefbauarbeiten der Shannonwasserkraftanlage in Irland.

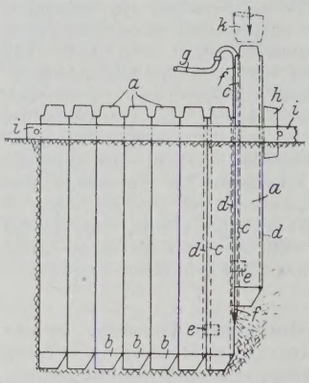
Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Wasserkraftvernichter. (Kl. 84 a, Nr. 441 706 vom 14. 2. 1922 von Dipl.-Ing. Oskar Poebing in München.) — Der Wasserkraftvernichter C_1 ist innerhalb einer sich am Ende erweiternden Rohrleitung *a* eingebaut. Zwischen die einzelnen Teile der Leitung *a* und *b* sind senkrecht zur Rohrachse mit Öffnungen versehene Drosselplatten *c* eingebaut, die zur erhöhten Bildung von Walzen und Gegenwalzen an der Rohrwandung dienen.



Verfahren zum Einspülen von Spundwänden. (Kl. 84 c, Nr. 446 471 vom 14. 2. 1925 von Johannes Guckes in Kiel.) — Das Verfahren besteht darin, daß das Druckwasserspülrohr *f* zwischen den Spundbohlen *a* in Kanäle *c* eingeführt wird, die durch einander ergänzende durchgehende Längsnuten der Spundbohlen gebildet werden, so daß es als Spundungsfeder wirkt, wobei es von einem oder mehreren Flacheisenbügeln *e* umfaßt wird, die gleichfalls in den von den Nuten gebildeten Kanälen liegen und in der einen Spundbohle verankert sind. Beim Einrammen der Spundbohlen wird zunächst die Spundbohle *a* zwischen die Führungsholme *i* gesetzt und durch einen Keil *h* gegen seitliches Ausweichen gesichert, hierauf wird sie durch den Rammbären *k* in den Boden getrieben, wobei der Eisenbügel *e* in die Nut *d* der vorhergehenden Bohle eingreift und letztere festhält.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Leopold Sarrazin, Vorstand des R. B. A. Stendal 2, als Vorstand zum R. B. A. Detmold, Dr.-Ing. Rummler, bisher bei der R. B. D. Breslau, als Vorstand zum R. B. A. Oppeln 2, Ammer, bisher beim R. B. A. Hagen 1, zur R. B. D. Elberfeld, Blümener, Vorstand des R. M. A. Stendal, zum R. Z. A. in Berlin und Paul Greve, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Gleiwitz Wagenwerk, zur R. B. D. Breslau, die Reichsbahnbaumeister Büll, bisher in Berlin, als Abnahmebeamter nach Köln und Münchhoff, bisher in Berlin, als Abnahmebeamter nach Görlitz, beide unter Belassung in ihrer Zuteilung zur Abteilung St der R. B. D. Berlin, sowie der Reichsbahnamtmann Dr. jur. Borgers, bisher bei der R. B. D. Halle (Saale), nach Allenstein unter Übertragung der Stelle des Vorstandes des R. V. A. daselbst.

Übertragen: dem Reichsbahnrat Stinner, Vorstand des maschinentechnischen Reichsbahn-Neubauamts Niederschöneweide, die Stelle des Werkdirektors beim R. A. W. daselbst und dem Reichsbahnrat Mölbert, bisher beim R. A. W. Grunewald, die Leitung einer Abteilung beim R. A. W. Niederschöneweide.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Alfred Thiele, Vorstand des Reichsbahn-Abnahmeamts Dresden.

Baden. Der Regierungsbaumeister F. Haas ist zum Regierungsbaurat bei der Wasser- und Straßenbaudirektion ernannt.

Der Regierungsbaurat E. Schwarzmann, Vorstand des Wasser- und Straßenbauamts Wertheim, ist in gleicher Eigenschaft nach Tauberbischofsheim versetzt.

Bayern. Der Bauamtmann des Neubauamts für den Ausbau der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau Regensburg F. Knauer ist an das Neubauamt für den Ausbau der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau Aschaffenburg in etatmäßiger Weise in gleicher Diensteigenschaft berufen.

Preußen. Der Oberregierungs- und -baurat Kaufnicht bei der Rheinstrombauverwaltung in Koblenz ist zum Rheinschiffahrtinspektor für den preußischen Teil des Rheins ernannt worden.

Die Staatsprüfung hat bestanden: der Regierungsbauführer Hans Gorges (Wasser- und Straßenbaufach).

INHALT: Zur Frage der Eisenbetonschwelle. — Der statisch bestimmte Kranbahnträger mit Y-Stützen. — Die neue Bahnlinie Florenz—Bologna. — Die Köln-Mülheimer Brücke. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Geschweißte Rohrleitungen für das Achensee-Kraftwerk. — 19. Hauptversammlung des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik. — Jahrhundertfeier der Technischen Hochschule Dresden. — Große Eisenbetonschwimmkörper für Seewasserbauten. — Betonieren der Böschungen von Werkkanälen. — Bauausstellung in Moskau 1928. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 9. Dezember 1927. Heft 53

Alle Rechte vorbehalten.

Uferschutzbau an der deutschen Ostseeküste.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. **Heiser,** Schleswig.

I. Einleitung.

Vom 10. bis 12. Oktober 1926 wurde die deutsche Nordseeküste wiederum von einer ungewöhnlich starken Sturmflut betroffen. Obwohl die Stürme eine Stärke bis zu 10 und 11 der Beaufortschen Skala erreichten, und der Wasserstand nahezu auf 3,5 m über gewöhnlich HW angestiegen war, sind die verursachten Beschädigungen an den dem Festlande vorgelagerten friesischen und nordfriesischen Inseln, sowie auch an der Insel Helgoland doch nicht so bedeutend gewesen, wie darüber in den Tageszeitungen berichtet worden ist. Solche außerordentlichen vorübergehenden Erhebungen des Meeresspiegels üben begreiflicherweise auf die Küstenbewohner jedesmal einen besonders nachhaltigen Eindruck aus. Ihre umbildende Wirkung auf die Meeresufer wird aber in der Regel überschätzt. Nur in ganz seltenen Fällen ist bisher durch derartige Sturmfluten die allgemeine Gestaltung der Küstenlinie wesentlich verändert worden. Der verheerende Einfluß der Sturmfluten auf die Küsten beruht in erster Linie auf der von den Stürmen zugleich verursachten Bildung großer Wellen, des hohen Seeganges. Für das Meeresufer ist starker Wellenschlag weit gefährlicher als die Höhe, bis zu der der Wind den Wasserspiegel anhebt.

Die deutsche Ostseeküste hat durch diese Stürme im Verhältnis noch weniger zu leiden gehabt. Der Grund hierfür liegt darin, daß für die Nordseeküste nur in der Hauptsache Stürme aus südwestlichen Richtungen verhängnisvoll werden. Solche Winde sind für die Ostseeküste bei ihrem allgemeinen Verlaufe von Westen nach Osten ablandig und können deshalb nicht so hohen Seegang hervorrufen, wie diejenigen, die aus den nördlichen Quadranten kommen und über die breiteste Wasserfläche streichen. In der Tat hatten die von den Südwestwinden erzeugten Wellen auch diesmal kaum mittlere Höhe und liefen deshalb nicht sehr hoch auf den Strand auf. Außerdem war der Wasserstand in der Ostsee die ganze Zeit vor den Stürmen nicht viel über Mittelwasser gewesen. Durch die Stürme selbst, die an den einzelnen Tagen jeweils nur für wenige Stunden ihre größte Stärke bis zu 9 und 10 der Beaufortschen Skala erreichten, ist er auch nicht viel mehr als 0,75 m über Mittelwasser angestiegen. Alle diese Umstände hatten zur Folge, daß auch im Ostseegebiete die Uferschäden verhältnismäßig gering blieben und im allgemeinen das gewöhnliche Maß nicht erheblich überschritten. Die vorhandenen künstlichen Küstenschutzwerke haben überall gut standgehalten und damit ihre Bewährung gezeigt. Hier und da sind allerdings die Vordünen mehr oder weniger abgespült worden. Daß die Dünen zeitweilig der See zum Opfer fallen, ist aber ihre Bestimmung. Es soll weder, noch kann es verhindert werden.

Am gefährlichsten für die deutsche Ostseeküste sind im allgemeinen nur die Stürme aus NW bis NO in Verbindung mit einer Sturmflut. Diese außerordentliche Wasserstandsschwankung wird in der Ostsee nur allein vom Winde erzeugt. Sie stellt sich lediglich als eine „Überflutung“ dar und kommt im allgemeinen nur unter ganz besonderen Bedingungen zustande. Für ihre Entstehung sind einzig und allein große Störungen in den Luftdruckverhältnissen maßgebend. Dadurch werden längere Zeit vor der eigentlichen Flut stürmische Winde aus den westlichen Richtungen hervorgerufen. Ebenso wird ein starker Einstrom von Wasser aus der Nordsee durch Sund und Belt veranlaßt. Dieser füllt die Ostsee stark an und drängt ihr Wasser auch in die östlichen und bis in die nördlichen Teile des Beckens hinein. Wenn dann der Wind infolge veränderter Luftdruckverteilung plötzlich auf NO umspringt, werden die in den weiten nördlichen Becken der Ostsee angestauten Wassermengen gegen das südliche Ufer geworfen und schwingen wieder westwärts zurück. Dabei kann die große Wassermasse nicht schnell genug abfließen, sondern läuft hoch auf den Strand auf. Ihre zerstörende Wirkung auf die Küste wird dann noch erheblich durch den sehr hohen Seegang verstärkt, den die über die breiteste Wasserfläche wehenden NO-Winde erzeugen.

Aus der Schrift des Dr. Krüger, die er als Sonderabdruck aus dem 12. Jahresbericht der Greifswalder Geographischen Gesellschaft veröffentlicht hat (Druck von Julius Abel, Greifswald 1910), ist zu entnehmen, daß seit 1304, als dem Jahre der ersten beglaubigten Ostsee-Sturmflut, bis 1908 im ganzen 79 Sturmfluten beobachtet worden sind, darunter 36 bedeutendere. Als Durchschnitt der bedeutenderen Sturmfluten ergibt sich für das Jahrhundert die Zahl 6. Das heißt, daß fast alle 17 Jahre eine größere Sturmflut eintritt. Wenn aber alle bekanntgewordenen Sturmfluten berücksichtigt werden, dann berechnet sich als wahrscheinlichste Sturmflutzahl für das Jahrhundert die Zahl 19. Danach wäre sogar alle $5^1/_4$ Jahr eine Flut zu erwarten.

Seit 1908 haben sich weitere Sturmfluten verschiedener Stärke ereignet. Besonders verheerend für die gesamte deutsche Ostseeküste waren die zwei großen Sturmfluten um die Wende des Jahres 1913/14. Die erste fiel auf den 29. bis 30. Dezember 1913, die andere auf den 9. bis 10. Januar 1914. Ihre gewaltige Einwirkung auf die Ostseeküste ist noch in frischer Erinnerung. Auch Ende des Jahres 1921 fand eine Sturmflut mittlerer Stärke statt, die besonders an der ostpommerschen Küste große Zerstörungen angerichtet hat. Danach sind nur noch kleinere Fluten beobachtet worden. Die letzte dieser Art fand am 29. Dezember 1926 statt und hat wiederum in der Hauptsache nur die pommersche Küste betroffen.

Im Vergleich hierzu verdient darauf hingewiesen zu werden, daß Sturmfluten in der Nordsee rd. 5 mal so häufig vorkommen wie solche in der Ostsee, weil die für die Ostseeküste besonders gefährlichen N- bis NO-Winde seltener wehen. Dagegen treten die heftigen NW- bis SW-Stürme, die im Nordseegebiete die Sturmfluten hervorbringen, weit häufiger auf.

Das Auftreten der größeren Ostseesturmfluten fällt nach den angestellten Beobachtungen und Erhebungen meistens in die Monate November bis Januar. In diesen Monaten sind die Landmassen in Nordeuropa am meisten abgekühlt. Dadurch ist die Vorbedingung für die Ausbildung eines starken Hochdruckgebietes gegeben. Die größte Sturmflutenhäufigkeit liegt im November.

In Anbetracht der verhältnismäßig starken Häufigkeit dieser schädlichen Naturereignisse muß die Ostseeküste in natürlicher oder künstlicher Weise so geschützt sein, daß die Einwirkung des starken Seeganges auf das Ufer, namentlich bei Sturmfluten, möglichst auf ein Geringstmaß herabgemildert wird.

Jedoch unterliegt die deutsche Ostseeküste bereits infolge der dauernden Einwirkung des bewegten Meeres und der wechselnden Witterung ständiger Veränderung und Umbildung. Zahlreiche Stellen sind derart den Angriffen der verschiedenen, an der Umgestaltung des Ufers beteiligten Naturkräfte ausgesetzt, daß Jahr für Jahr Abbrüche stattfinden. Davon sind nicht nur die Strecken an rein sandigen Ufern betroffen, sondern auch solche, die aus festeren Bodenarten bestehen. In dem Aufsatze „Der Rückgang der deutschen Ostseeküste“ („Die Bautechnik“ 1925, Heft 31, S. 423 u. f.) hat Verfasser erörtert, daß als Maß der jährlichen Zerstörung im Jahresdurchschnitt etwa 1 m angenommen werden kann.

II. Natürlicher Uferschutz. (Dünenbau.)

Den natürlichsten Schutz der Küste bilden die als „Dünen“ bezeichneten örtlichen Bodenerhebungen längs des Ufers, deren Form und Inhalt vom Winde verursacht wird. Im unbefestigten Zustande ist die Düne eine stetige Gefahr für die angrenzenden Länder. Deshalb muß sie durch sorgfältige Bepflanzung festgelegt werden. Dabei üben nicht die leichten Sandgrasbüschel im einzelnen, sondern ihre regelrechte Anordnung zu fortlaufenden Werken im bestimmten Verbande den erfahrungsgemäß günstigen Einfluß auf die Gestaltung und die Festigkeit der Vordüne aus. Die sorgfältige Bepflanzung in ihrer Gesamtheit macht die Düne erst widerstandsfähig und setzt sie in den Stand, der Küste Schutz zu bieten sowie die Erhaltung des Landes zu gewährleisten.

Mit dem Dünenbau in Deutschland wurde Ende des 18. Jahrhunderts begonnen. Die ersten Anfänge beschränkten sich auf einfaches Festlegen flüchtiger Dünen durch Setzen von Sandfangzäunen. Später fanden dann in dem Danziger Dünengebiete Versuche mit Sandgraspflanzungen statt, die aber völlig mißglückten. Auch die Wiederholung nach dem Muster in Dänemark war erfolglos. Erst dem Danziger Kranmeister Sörn Biörn, der aus Dänemark stammte, gelang es allmählich, mit Erfolg Sandgraspflanzungen anzulegen und zu erhalten. Sein Nachfolger, der Danziger Dünenbau-Inspektor Krause, bildete die Befestigung der Dünen durch Sandgras weiter aus und hat sich damit um den Dünenbau die größten Verdienste erworben. Eine eigentliche Vordüne haben die ersten Pioniere des Dünenbaues an der Ostseeküste jedoch nicht geschaffen. Erst Gotthilf Hagen erkannte als erster den Wert, den eine vollkommen gleichmäßig verlaufende Vordüne für den Uferschutz bildet. Die erste Anlage einer solchen geschlossenen Vordüne führte er an der Frischen Nehrung durch und erzielte damit günstige Ergebnisse. Bald wurde nach diesem bewährten Vorbilde an der übrigen preußischen, sowie der pommerschen und mecklen-

burgischen Küste der Dünenbau aufgenommen. Dabei kam es nicht auf die Erfindung neuer Dünenbefestigungen an. Vielmehr wurde vor allem der Verlauf der Vordüne sachkundig ausgebildet. Die Maßnahmen bezogen sich auf eine gleichmäßige Linienführung des Dünenkörpers in genügender Entfernung von der See und auf möglichst geradlinige Begrenzung in der Höhe. Etwa von 1864 ab wurde der Dünenbau als besonderer Zweig des Wasserbaues gewürdigt und die Bewirtschaftung der Dünen in die Hände der Preußischen Wasserbauverwaltung gelegt. Von diesem Zeitpunkte ab herrschte volle Einheitlichkeit in der Durchführung des Dünenbaues an den preußischen Küstenstrecken. Die anderen Küstenländer schlossen sich diesem Vorgehen an. Seitdem befinden sich die Dünenstrecken, die unter staatlicher Pflege stehen, in bester Verfassung. Jährlich stehen angemessene Geldbeträge für die Unterhaltung zur Verfügung. Wenn bei hohem Seegange die Dünen stärker als gewöhnlich gelitten haben, werden jeweils besondere Mittel zur Beseitigung solcher Schäden überwiesen.

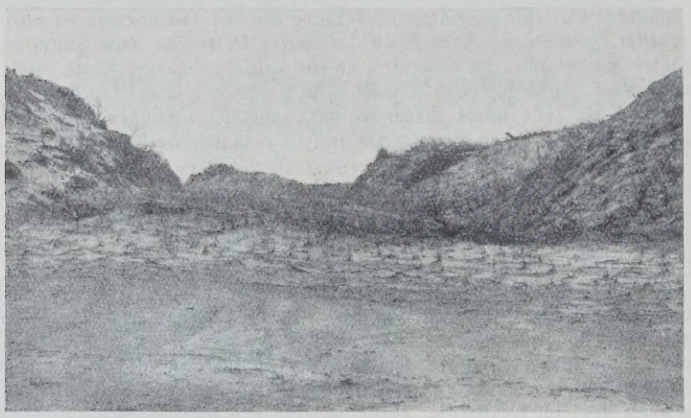


Abb. 1. Verwilderte Vordüne bei Laase westlich von Damkerort.

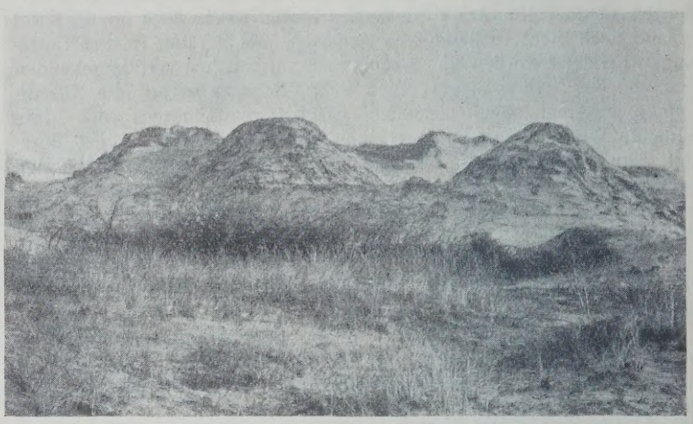


Abb. 2. Verwilderte Vordüne bei Laase westlich von Damkerort.

Jedoch befinden sich nicht alle Dünenstrecken an der Ostseeküste, auf denen Dünenbau betrieben werden kann, im Besitze der Staaten. Es gibt noch viele Kilometer Dünenstrecken, die Gemeinden oder Privaten gehören. Hier findet aus Mangel an Verständnis für die Wirkung und die Folgen des Dünenbaues eine Pflege der Dünen meist nicht statt. Die Besitzer haben auch nicht die nötige Erfahrung, die für vernünftigen Dünenbau unerläßlich ist, noch weniger die erforderlichen Geldmittel für die Arbeiten. Beispielsweise befinden sich an der Küste von Swinemünde bis zur polnischen Grenze, die über 315 km lang ist, nur 190 km im staatlichen Eigentume. Die anderen 125 km gehören Gemeinden oder Privaten und wechseln mit den staatlichen Strecken ab. Es ist nicht unbedingt nötig, aber sehr erwünscht, daß alle diese noch nicht in staatlicher Pflege stehenden Strecken vom Staate übernommen werden. Diese Übernahme wird z. B. dort unmittelbar notwendig, wo es sich darum handelt, einer besonders unter Abbruch stehenden Strecke von weiterher Sandmengen zum Heranziehen des Dünenkörpers oder zur Verstärkung seiner Widerstandskraft zuzuführen.

Abb. 3. Kräftige Vordüne bei Böbbelin westlich von Rügenwaldermünde.

Dieser Fall ist für die Uferschutzanlage bei Damkerort, westlich von Rügenwaldermünde, eingetreten. Um den Einfluß des Sandfluges auf diese bedrohte Küstenstelle zu steigern, wurden 4 km Vordünen, die westlich, das ist luvwärts, liegen, aus Privathand in staatlichen Besitz übergeführt. Diese Dünenstrecke befand sich in einem außerordentlich verwahrlosten Zustande und bildete keinen geschlossenen Zug mehr. Tiefe Schluchten wechselten mit starken Einrissen und Unterbrechungen des Dünenkörpers ab (Abb. 1 u. 2). Der Flugsand wurde infolgedessen in das Binnenland getrieben und ging der Vordüne verloren. Inzwischen ist diese Strecke gründlich instand gesetzt worden, so daß ein wirksamer Sandflug längs des Strandes stattfinden und der Uferschutzanlage zugute kommen kann.

Wenn die Dünen genügend hoch und breit ausgebildet sind und sachverständig bepflanzt werden, dann ist der Dünenkörper so widerstandsfähig, daß ihn selbst die stärksten Sturmfluten kaum zu durchbrechen vermögen (Abb. 3). Solche Vordünen werden nur in seltenen Fällen ganz weggespült. Sie müssen aber dauernd gut unterhalten, und namentlich ihre Sandgraspflanzungen sorgfältig gepflegt werden. Sobald wunde Stellen entstehen, sind sie sofort nachzubessern, weil der angreifende Wind solche Schäden gleich erheblich vergrößert. Während der Fremdenzeit in den zahlreichen Badeorten an der Küste verursacht das mitunter geradezu rücksichtslose Auftreten der Badegäste alljährlich die Beschädigung so mancher Fläche gut gepflegter Düne und vernichtet die mühevolle Arbeit vieler Wochen. Trotz der allenthalben an der deutschen Ostseeküste bestehenden Polizeiverordnungen, die den Schutz der Dünen regeln, hält es schwer, das unnötige Betreten dieses Geländes und namentlich das zerstörende Lagern in ihm zu verhindern. Der eigenartige Reiz, den das Dünengelände begreiflicherweise auf den Menschen ausübt, läßt diesen leider vielfach die Achtung vor der Erhaltung dieser wichtigen Küstenschutzwälle ganz vergessen.

Der große Vorzug, den die Vordünen vor allen anderen Uferschutzwerken besitzen, liegt darin, daß ihren Aufbau allein die Natur besorgt. Der Mensch muß sie nur darin zur gegebenen Zeit in sachkundiger Weise unterstützen. Somit stellen die Dünen den billigsten Schutz der Küste dar.

III. Künstlicher Uferschutz.

A. Allgemeines.

An Küstenstellen, wo der Angriff der Naturkräfte besonders stark ist, läßt sich die Erhaltung einer widerstandsfähigen Vordüne nicht unter allen Umständen ermöglichen. Vor Hochufern, denen in der Regel ein ganz schmaler Strand vorlagert, ist die Heranziehung einer Vordüne erfahrungsgemäß überhaupt ausgeschlossen. Hier kann sich der Sandflug nicht wirkungsvoll und gleichmäßig entfalten. Der landwärts gerichtete Wind stößt sich an der steilen Wand des Hochufers und wirbelt den Sand hin und her, so daß er nicht zur Ruhe kommen und sich niederschlagen kann. An solchen gefährdeten Punkten müssen andere Mittel zur Sicherung der Küste angewendet werden. Sie bestehen in der Anlage künstlicher Uferschutzwerke.

Derartige Maßnahmen sind aber im Verhältnis zum Dünenbau sehr kostspielig. Deshalb kann ernstlich keine Rede davon sein, sämtliche mehr oder minder von der See bedrohten Küstenstellen durch künstliche Werke zu schützen. Vielmehr genügt es, ähnlich wie früher in Holland zur Befestigung der dortigen Ufer planmäßig durchgeführt ist, in großem Zuge ein „System der festen Punkte“ an der Küste zu schaffen. Dadurch würde der Abbruch des Landes auf ein kleinstes Maß beschränkt werden können. Zur Erreichung dieses Zieles müssen mit besonderer Sorgfalt solche Küstenstellen ausgewählt werden, die an sich schon am weitesten in die See hervortreten und infolgedessen gegenüber den rein sandigen Ufern festere Zusammensetzung besitzen. Derartige Ufervorsprünge werden allerdings naturgemäß von der See am meisten angegriffen und müssen deshalb ohnehin zuerst befestigt werden. Die von ihnen abgespülten Sinkstoffe erleichtern die Anlage sandfangender Werke sehr. Hierdurch wird dann der feste Küstenpunkt um die Länge erweitert, die der Schutzanlage gegeben ist.

Neben den künstlich festgelegten Festpunkten dieser Art bildet aber auch jede Hafenanlage eine Stelle an der Küste, die unverrückbar festliegt; sie ist in das „System der festen Punkte“ einzubeziehen.

Abb. 4. System der festen Punkte.

In den Zwischenräumen zwischen je zwei derart befestigten Uervorsprüngen bildet sich dann gewöhnlich ein flach gekrümmtes Ufer aus, an dem sich die durch Wellen und Strömung in Bewegung gesetzten Sinkstoffe ablagern. Diese Buchten wirken in günstiger Weise auf den Ausgleich der Küstenlinie und damit auf die Herabminderung des Angriffs der Naturkräfte hin. Im kleinen ist diese Erscheinung in jedem Buhnenfelde zu beobachten, da bereits die einzelne Buhne einen festen Punkt an der Küste darstellt. Geradeso, wie die gute Verlandung zwischen zwei Buhnen von der angemessenen Breite ihres Feldes abhängig ist, ebenso darf im großen die Entfernung der künstlich ausgebildeten Festpunkte voneinander nicht zu weit sein. Sonst kann die gewünschte Ausfüllung der Zwischenräume durch Ablagerung von Sinkstoffen nicht stattfinden. Die von der See her wirkenden Bewegungskräfte stören die strandaufbauende Tätigkeit der sandverfrachtenden Küstenversetzung und verhindern die Bildung eines Gleichgewichtszustandes zwischen den Stützpunkten, namentlich, wenn die Hauptwindrichtung nahezu senkrecht auf die Ufer der Bucht steht. Dann wird sich im Gegenteil die vielleicht zuerst flachere Bucht immer mehr landwärts vertiefen, im Scheitel mehr als an den Seiten. Die Folge ist der Uferabbruch. Dieser läßt sich nur dadurch einschränken, daß innerhalb der Bucht noch weitere befestigte Punkte geschaffen werden. Auf diese Weise würde die zu große ungedeckte Länge der Bucht entsprechend verkürzt.

An der deutschen Ostseeküste besteht eine Art von „System der festen Punkte". Es gibt hier zahlreiche Stellen, die künstlich befestigt sind (Abb. 4). Bei ihrer Auswahl ist allerdings nicht nach einem einheitlichen Plane verfahren worden. Deshalb haften dem bestehenden Zustande auch gewisse Mängel an, so daß der Abbruch der Küste durchaus noch nicht auf den kleinstmöglichen Umfang gebracht ist. Die einzelnen vorhandenen Küstenschutzwerke haben ihre Entstehung lediglich der jeweils örtlich erkannten Notwendigkeit verdankt. Sie sind dort ausgeführt worden, wo die Interessen weiterer Kreise in Gefahr standen. Im besonderen waren vornehmlich Stellen in Frage gekommen, wo z. B. wichtige Leuchtfeueranlagen, wie bei Dornbusch auf der Insel Hiddensee, bei Groß-Horst, Funkenhagen, Jershöft, oder wo an der See gelegene und von ihr bedrohte Ortschaften, wie Henkenhagen (Abb. 5), Sorenbohm, Bauerhufen, Jershöft und Cranz, geschützt werden mußten, oder endlich, wo es galt, zu Hafenanlagen ausgebaute Flußmündungen, wie die Mündung der Swine oder der Warnow, vor Versandung zu bewahren. Auch ethische Gründe sind bei diesen Entscheidungen hinzugekommen. Zum Beispiel wirkte für den Bau der 1,2 km langen Ufermauer vor dem Badeorte Sorenbohm der Umstand ausschlaggebend mit, daß ganz nahe hinter der Düne die Kirche des Dorfes steht (Abb. 6). Ebenso ist die Herstellung künstlicher Schutzwerke dort unerläßlich gewesen, wo ein Durchbruch der Ostsee in eine Niederung oder in einen Binnensee zu verhindern war.

Hierfür lassen sich zwei gute Beispiele an der pommerschen Küste anführen. Das erste ist die durch Buhnen bewirkte Sicherung der Uferstrecke vor der Kölpin-See-Niederung zwischen dem Streckelsberge und dem Badeorte Bansin, westlich von Swinemünde, gegen den drohenden Einbruch der See als Folge der Sturmfluten Ende 1913 und Anfang 1914.

Das andere Beispiel bildet die große und interessante Uferschutzanlage bei Damkerort (Abb. 7 u. 8). Hier war durch die Sturmflut um die Wende des Jahres 1921/22 die Vordüne auf der schmalen Nehrung zwischen der Ostsee und dem Buckower See in einer Länge von mehr als 1 km vollständig von der Ostsee weggewaschen worden. Infolgedessen strömten die hohen Brandungswellen durch die Dünenlücke in den Binnensee ein und füllten diesen derart hoch an, daß das Wasser weit über seine Ufer übertrat. Das kleine Fischerdorf Damkerort, das östlich von diesem Durchbruche hinter der hier stehengebliebenen Vordüne auf der nur i. M. kaum 150 m breiten Nehrung liegt, kam durch

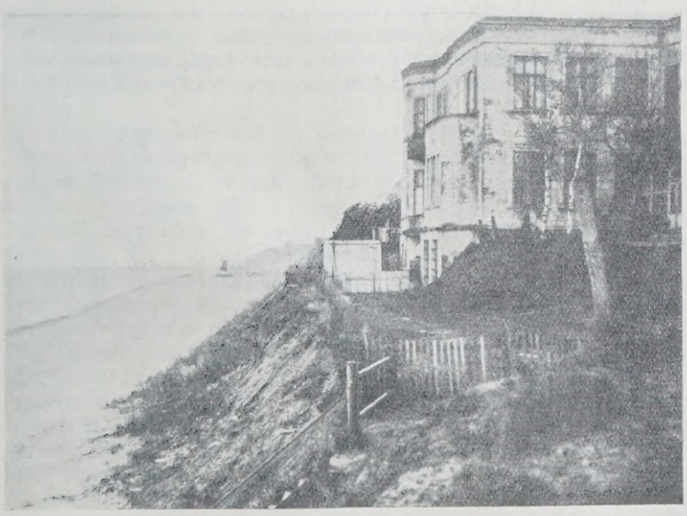


Abb. 5. Steilufer bei Henkenhagen östlich von Kolberg.

Abb. 6. Dorf Sorenbohm mit Ufermauer.

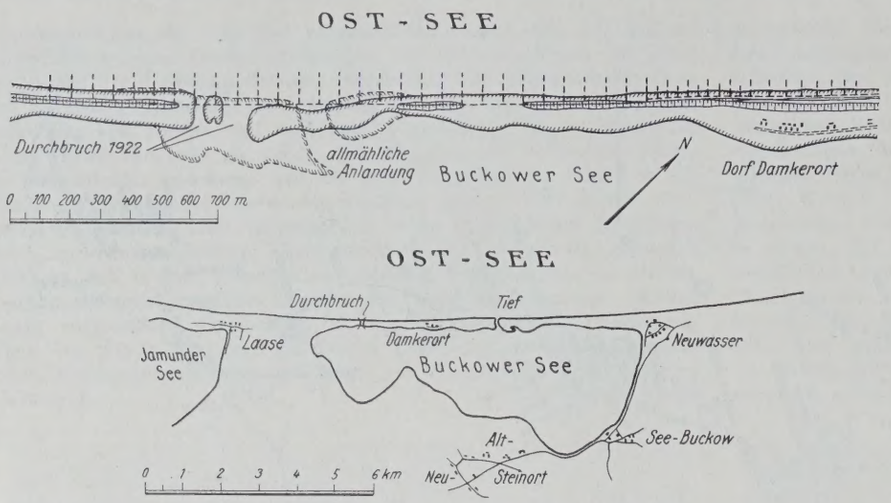


Abb. 7. Dünendurchbruch bei Damkerort.

Abb. 11. Beginnende Einsandung des Pfahldammes bei der Uferschutzanlage von Damkerort.

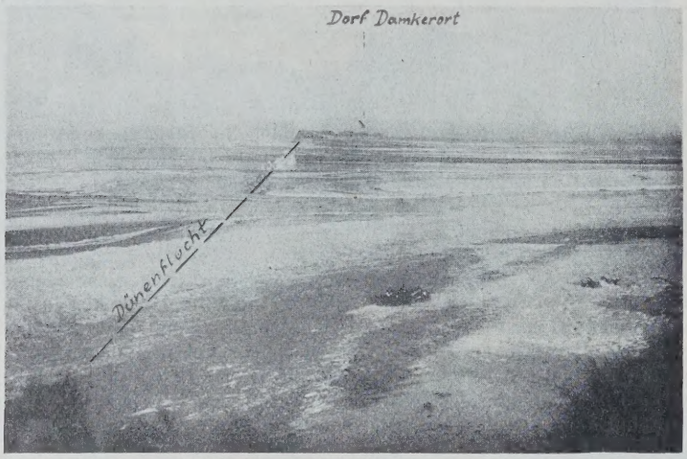


Abb. 8. Dünendurchbruch bei Damkerort. (Blick von Westen nach Osten).

Abb. 10. Uferschutzanlage bei Damkerort. (Blick nach Osten).

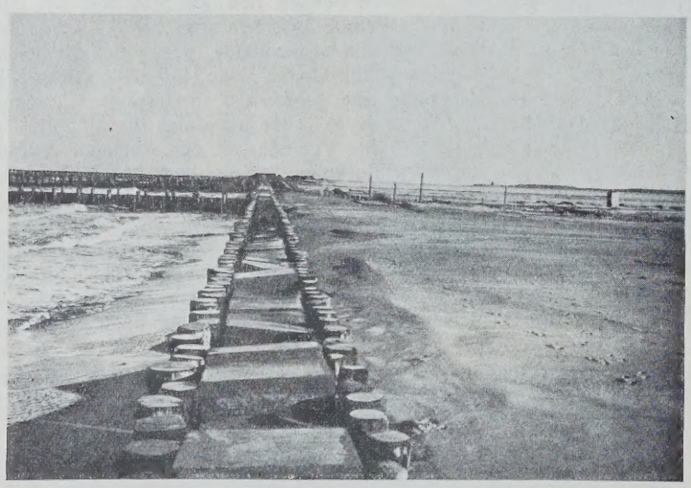


Abb. 9. Pfahldamm der Uferschutzanlage bei Damkerort.

das Hochwasser des Buckower Sees in ärgste Bedrängnis. Der Nehrungskörper selbst war an der Überströmungsstelle ganz beträchtlich verflacht worden. Nach Abflauen der Flut wurde er beim Zurückströmen der Wassermassen nach der Ostsee an zwei Stellen glatt durchbrochen. Zur Beseitigung dieses überaus gefährlichen Dünendurchbruches ist seit Herbst 1922 eine ausgedehnte Schutzanlage im Bau. Sie besteht aus einem 1,2 km langen doppelreihigen Pfahldamm, der in der Flucht des allgemeinen Linienzuges der Vordüne als Ersatz für das weggeschwemmte Stück hergestellt wird und mit seinen beiderseitigen Enden in den stehengebliebenen Dünenkörper einbindet. Der Damm wird unten mit Faschinen und darüber zu ihrer Beschwerung mit Betonblöcken ausgefüllt (Abb. 9). Vor dem Pfahldamm und weiter nach Osten hin sind 42 Pfahlbuhnen auf eine Küstenlänge von 2,8 km vorgesehen (Abb. 10). Sobald diese Buhnen gut wirken und den verlorengegangenen Strand wiederbringen, wird der Pfahldamm allmählich einsanden und damit den Kern zu einer neuen Vordüne bilden. Anfänge dieser Erscheinung sind schon zu beobachten (Abb. 11).

Daß sich zu weite Zwischenräume zwischen zwei befestigten Küstenpunkten nicht verflachen, sondern vielmehr noch mehr ausrunden, ist im großen an der sogenannten Kösliner Bucht gut erkennbar (Abb. 12). Diese erstreckt sich von dem Küstenvorsprunge bei Funkenhagen bis über

Abb. 12. Lageplan der Kösliner Bucht.

die Hafenanlagen von Rügenwalde hinaus und hat eine Sehnenlänge von 40 km. Ihre Ausrundung ist besonders scharf ausgeprägt und beträgt im Scheitel über 5 km. Die ganze Bucht mit ihren sandigen Ufern und verhältnismäßig kräftigen Dünen, die allerdings nicht alle unter staatlicher Pflege stehen, liegt von jeher stark unter Abbruch. Bei höherem Seegange aus der Richtung von NW bis NO wird das Wasser in der Bucht hoch gegen die Ufer angestaut. Davon ist in erster Linie die am tiefsten in der Bucht belegene Scheitelstrecke betroffen. Hier findet deshalb auch der größte Landverlust statt. Ursprünglich war der Ufervorsprung bei Funkenhagen zum Schutze des hier errichteten Leuchtfeuers mit Erfolg durch eine Gruppe von 33 Buhnen festgelegt. Weil östlich dieser Schutzanlage Strand und Dünen unaufhörlich zurückgingen, ist dann die Buhnengruppe allmählich so weit nach Osten verlängert worden, daß sie jetzt eine Uferstrecke von 8,5 km deckt. Dadurch hat sich das östliche Ende dieses Stützpunktes um 8,5 km nach Osten verschoben. Um das gleiche Maß ist auch die Entfernung bis zu dem anderen Stützpunkte, der Hafenanlage von Rügenwalde, kürzer geworden. Diesen künstlichen Veränderungen entsprechend ist die Mitte der Bucht seitdem weiter östlich gerückt und fällt genau mit der schmalen Nehrung zusammen, die den Buckower See von der Ostsee abtrennt. Gegen diese Stelle richtet sich der Angriff der Wellen am meisten. Hier waren die Dünen noch vor 12 Jahren hoch und breit (Abb. 13). Mit der Zeit wurden sie immer mehr abgespült und büßten an Widerstandskraft ein. Die verhältnismäßig unbedeutenden Sturmfluten Ende 1921 und Anfang 1922 verursachten dann den verhängnisvollen Durchbruch durch die Düne bei Damkerort, von dem eben die Rede war. Die zum Schutze der Nehrung im Bau befindliche große Sicherungsanlage legt zugleich die Scheitelstrecke der Kösliner Bucht auf über 3 km Länge fest und stellt damit einen neuen, befestigten Küstenpunkt in der Mitte der Bucht dar. Außerdem ist von 1927 ab die Verlängerung der großen Buhnengruppe von Funkenhagen bis Bauerhufen um weitere 3,5 km nach Osten bis Groß-Möllen hin vorgesehen. Durch diese großzügige Maßnahme wird das „System der festen Punkte“ innerhalb der weiten Kösliner Bucht auf das vorteilhafteste ergänzt und die Entfernung zwischen zwei Stützpunkten erheblich verringert. Diese Schutzbauten lassen nach ihrer Fertigstellung die Erwartung zu, daß hier die gesamten Uferverhältnisse in günstigster Weise beeinflußt werden.

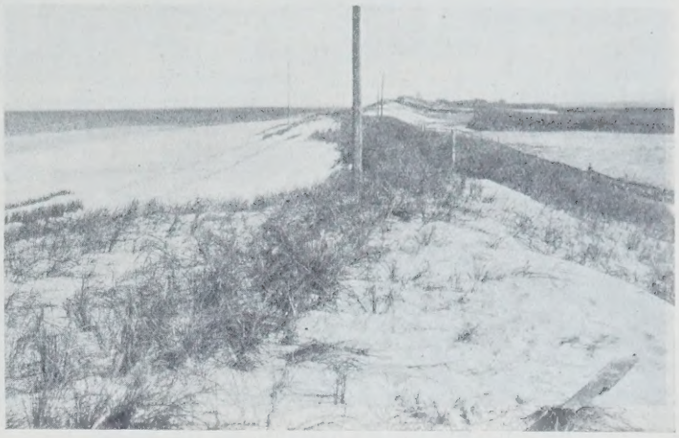


Abb. 13. Vordüne bei Damkerort vor dem Durchbruch 1921/22.

Die Wirtschaftlichkeit von künstlichen Uferschutzanlagen läßt sich nicht gut so rechnerisch nachweisen, wie solches bei anderen Bauwerken möglich ist. Es kommt mehr auf die genaue Untersuchung der Folgen an, die zu erwarten sind, wenn eine gefährdete Küstenstrecke nicht unter wirksamen Schutz gebracht wird und sich weiter überlassen bleibt. Dabei darf das Augenmerk nicht allein auf die unmittelbar bedrohte Stelle selbst gerichtet sein. Es ist sorgsam zu bedenken, daß auch die benachbarte, vor allem die luvabwärts, d. i. im Ostseegebiete die östlich davon gelegene, Küstenstrecke in Mitleidenschaft gezogen werden kann. Der Wirkungsbereich der einzelnen bei Veränderung des Meeresufers tätigen Kräfte erstreckt sich weit über ein einzelnes Küstengebiet hinaus und ist keineswegs auf den engen Raum der Küstenstrecke beschränkt, an der ihre Einflüsse beobachtet werden.

Eine Küstenstelle darf als gefährdet bezeichnet werden, sobald der Strand immer schmaler und flacher wird, und wenn die etwa dahinterliegende Vordüne nicht mehr widerstandsfähig genug ist oder das Hochufer unter Abbruch steht. Bei einem solchen Zustande können bereits die Brandungswellen des mittleren Seeganges hoch auf den Strand auflaufen und den Fuß der Vordüne oder des Hochufers angreifen. Die künstlichen Schutzmaßnahmen müssen deshalb ein bestimmtes Ziel haben. Das mindeste ist, daß sie sowohl den vor der Uferlinie unter Wasser liegenden Seegrund, als auch den trockenen Strand über Wasser erhalten und ihn allmählich aufhöhen. Darüber hinaus ist anzustreben, nach Möglichkeit den verlorenen Strand in seiner ganzen Breite wiederzugewinnen. Wenn eine einigermaßen günstige Verbreiterung und Aufhöhung des Strandes stattgefunden hat, dann ist die Grundlage für etwaige weitere Bauwerke geschaffen. Diese können in der Herstellung von Deckwerken bestehen, die zum unmittelbaren Schutze des Fußes der Vordüne oder des Hochufers längs der Küste laufen. Hieraus ergibt sich die Reihenfolge der durchzuführenden Maßnahmen, sowie der Unterschied zwischen Strandschutzwerken und Uferdeckwerken.

B. Querwerke.

1. Wirkung von Querwerken.

Das einzig brauchbare Mittel zur Erhaltung und Verbreiterung des Strandes besteht nach den Erfahrungen in der zweckmäßigen Anlage von Querwerken, die sandfangend wirken. Zum Schutze einer unter Abbruch stehenden Küstenstrecke müssen mithin zuerst solche Querwerke angelegt werden. Sollten sie nicht den gewünschten Erfolg bringen, dann kann

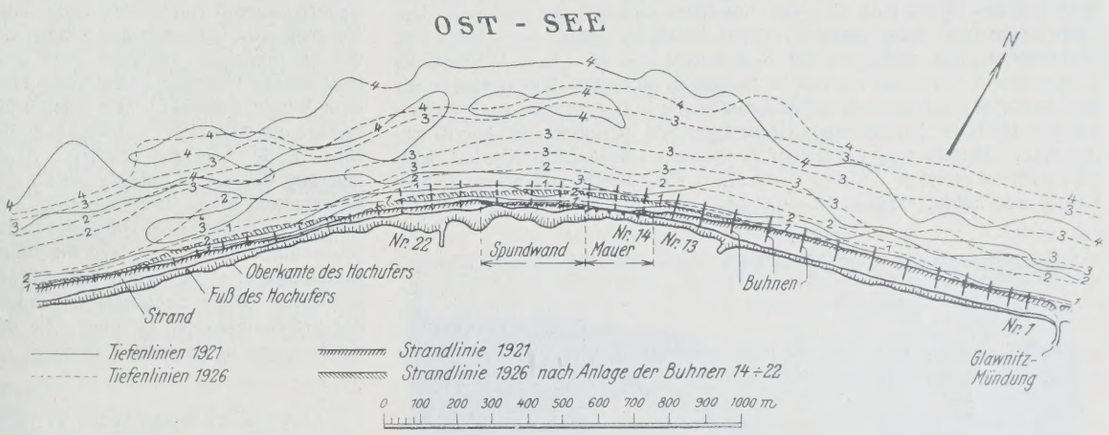


Abb. 14. Ufervorsprung bei Jershöft.

als Ergänzung der Bau von Längswerken in Frage kommen. Die umgekehrte Reihenfolge ist verkehrt.

Ein lehrreiches Beispiel hierfür bietet die Sicherung des steil abfallenden Hochufers von Jershöft (Abb. 14). Östlich des Dorfes war zum Schutze der wichtigen Leuchtfeuer- und Nebelsignalanlage im Jahre 1918/20 eine Gruppe von 13 Buhnen angelegt worden. Diese Buhnen führten zwar eine günstige Verbreiterung des Strandes herbei. Dagegen nahm der Abbruch des sich westlich anschließenden, noch ungeschützten Hochufers außerordentlich zu. Die See riß tiefe Löcher und Schluchten in das Hochufer ein, so daß viel Land verlorenging, und

Abb. 15. Ufermauer vor Jershöft.

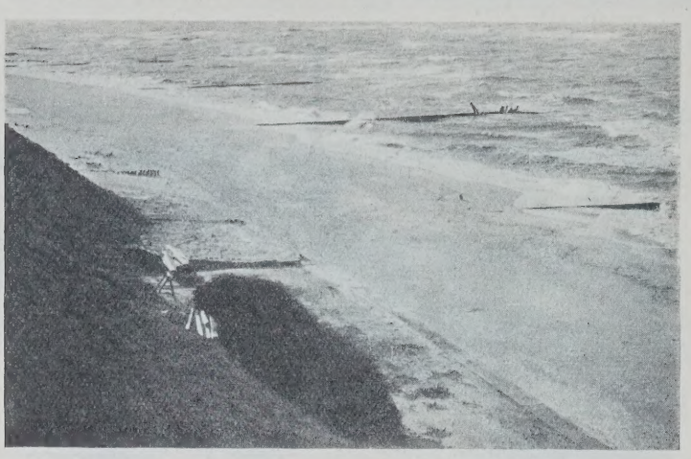


Abb. 16. Wirkung der Buhnenanlage vor Jershöft. Zustand vom Jahre 1926.

einige der unmittelbar am Rande des Hochufers stehenden Gehöfte arg bedroht waren. Um das zerstörende Anlaufen der Brandung gegen den Fuß des Hochufers zu verhindern, und den Abbruch der Küste aufzuhalten, wurde der Bau einer kräftigen Betonmauer auf dem Strande begonnen, deren Oberkante auf 2 m über MW liegt (Abb. 15). Diese Mauer war im Abstande von 10 m vom damaligen Hochuferfuße entfernt auf eine Länge von 500 m geplant. Zuerst wurde die Spundwand der Mauer geschlagen. Dann sollte die Herstellung der Mauer selbst folgen. Während des Baues ging aber der Vorstrand immer mehr verloren. Die Tiefenlinien vor dem Strande rückten beständig gegen das Ufer vor. Stellenweise war dicht vor der Spundwand bis zu 1,5 m Wassertiefe. Infolgedessen wurde der eigentliche Mauerbau nach etwa 200 m eingestellt und zunächst die Erweiterung der vorhandenen Buhnengruppe nach Westen um das Hochufer herum durch Hinzufügen von 9 Buhnen in Angriff genommen. Bereits vor der Beendigung dieser Bauausführung trat eine überraschend günstige Wirkung der Buhnen ein. Der Strand wurde immer breiter und höher. Heute ist sein Zustand derart, daß die 2 m hohe Mauer vollständig eingesandet ist (Abb. 63). Die Wellen laufen nur noch bei ganz hohem Wasserstande der Ostsee bis an den Hochuferfuß auf und richten dann nur noch ganz wenig Schaden an. Angesichts dieser gutenErfolge wurde unbedenklich auf die Weiterführung der Ufermauer verzichtet. Wie es bisher scheint, genügt die Buhnenanlage allein zum Schutze des Hochufers (Abb. 16).

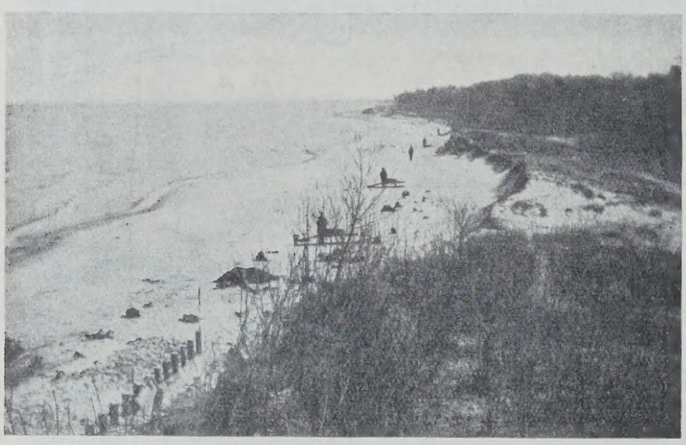


Abb. 17. Ufer vor Bauerhufen bei Beginn der Herstellung des Deckwerkes.

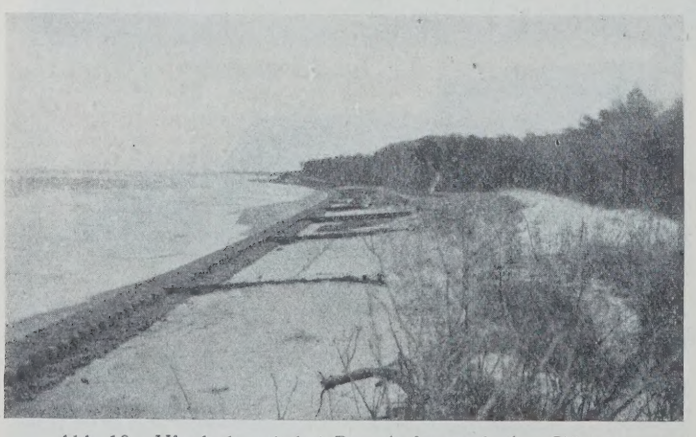


Abb. 18. Uferdeckwerk bei Bauerhufen nach den Stürmen im Winter 1926/27.

Einen weiteren Beweis dafür, daß Längswerke ohne Buhnen schädlich auf den Strand einwirken, liefert die Herstellung einer einfachen Sicherung der Vordüne, die sich unmittelbar östlich an die große Buhnengruppe von Funkenhagen bis Bauerhufen anschließt. Diese Strecke wird seit Jahren sehr stark von der See angegriffen. Der Strand vor ihr nahm immer mehr an Höhe und Breite ab. Schließlich hatte er nur noch eine Breite von 12 bis 15 m und war ganz flach geworden. Da unter diesen Umständen die Anwendung der einfachen Mittel des Dünenbaues versagen mußte, wurde zum vorläufigen Schutze der Vordüne unmittelbar vor ihrem Fuße ein leichtes Deckwerk aus Faschinen gebaut (Abb. 17). Das Schutzwerk hat seinen Zweck durchaus erfüllt und die Dünen vor dem gänzlichen Wegspülen bewahrt. Der Strand vor ihm ist jedoch allmählich ganz verschwunden, weil die für seine Erhaltung und Verbreiterung geeigneten Querwerke fehlen (Abb. 18). Mit dem Bau dieser Querwerke (Buhnen) ist im Jahre 1927 begonnen worden. Dadurch wird die große Buhnenanlage von Funkenhagen bis Bauerhufen, die bereits aus 154 Buhnen besteht, um weitere 50 Buhnen nach Osten erweitert.

Uferdeckwerke, die längs der Küste laufen, sind allein nicht immer imstande, den Strand auf die Dauer festzulegen. Diese Sicherung ist in der Regel ausschließlich durch Querwerke zu erreichen. Nur diese vermögen die vorhandene Sandwanderung aufzuhalten und die in Bewegung befindlichen Sinkstoffe zur Ablagerung zu bringen.

In der Ostsee besteht infolge Vorherrschaft der westlichen Winde eine nahezu dauernd von Westen nach Osten gerichtete Sandwanderung. Dieser Vorgang wird hervorgerufen einmal durch die Küstenversetzung, die durch den Wellenschlag entsteht, zum andern durch die mit „Küstenstrom" bezeichnete Oberflächenströmung längs der Küste, die ihre Entstehung dem Winde verdankt. Der Küstenstrom bewegt sich in einer gewissen Entfernung vom Ufer, während sich die Küstenversetzung im allernächsten Bereiche der Uferlinie abspielt. Beide Erscheinungen sind an der Umlagerung der Küste beteiligt und ergänzen sich in ihren Wirkungen. Der Küstenstrom allein ist zu schwach, eine besondere unmittelbar abnagende Tätigkeit auf die Sohle vor dem Strande auszuüben. Seine umgestaltende Wirksamkeit beruht im wesentlichen nur auf seiner Fähigkeit, die im Brandungsgürtel lagernden beweglichen Sandmassen längs der Küste zu befördern. Diese Sandmassen werden ihm durch die lebhafte Tätigkeit der Brandungswellen geliefert, die den Grund aufrühren und damit die Sandteilchen in Bewegung bringen.

2. Buhnen.

Unter diesen tatsächlichen Verhältnissen haben sich an der deutschen Ostseeküste die quer zum Ufer laufenden Seebuhnen zur Festlegung des Strandes und zur Sicherung des Ufers ausgezeichnet bewährt. Die Wirksamkeit der Buhnen bezieht sich sowohl auf die Verbreiterung des unter Wasser liegenden Strandes, als auch auf die Aufhöhung und Vergrößerung seines trockenen Teils.

Die ältesten Buhnen im Ostseegebiete sind die 67 leichten Pfahlbuhnen, die Gotthilf Hagen Anfang der 60er Jahre des vorigen Jahrhunderts zum Schutze des Streckelsberges westlich von Swinemünde herstellen ließ, und von denen noch heute einige 40 vorhanden sind. Sowohl ihre Bauweise als ihre allgemeine Anordnung bewährten sich jedoch nicht. Es kam noch der ungünstige Verlauf des Küstenstriches zu den besonders gefährlichen NO-Stürmen hinzu, die hier genau senkrecht zur Uferlinie gerichtet sind. Infolgedessen liefen die von ihnen erzeugten hohen Wellen ganz ungehindert zwischen den Buhnen auf den Strand auf und griffen den Berg immer wieder an. Durch die herabgestürzten Bodenmassen hatte sich anfänglich ein verhältnismäßig breiter Strand herausgebildet, der sich auch längere Zeit hielt. Es ist interessant, daß sich sogar Hagen selbst durch diesen scheinbar günstigen Zustand täuschen ließ und den vermeintlichen überaus guten Erfolg der Buhnen besonders hervorhob. Bald wurde aber der Strand wieder schmäler und ging ständig zurück, so daß später zum weiteren Schutze des Berges kräftige Längswerke nötig wurden.

Zehn Jahre später fand die Herstellung einer Gruppe von 14 Buhnen auf der Westseite des stark hervorspringenden Hochufers von Jershöft statt, denen zwei Jahre danach sowohl hier als westlich vor dem Lehmufer von Vitte, zwischen der Hafenanlage von Rügenwalde und dem Ufervorsprunge von Jershöft gelegen, weitere Buhnen folgten.

In den nächsten Jahren 1874 bis 1878 wurde der Uferschutz unmittelbar vor der Landecke von Funkenhagen durch den Bau von 33 Buhnen begonnen, um das hier errichtete Leuchtfeuer zu sichern.

Auch diese alten Buhnen zeigten, wie die vor dem Streckelsberge, zuerst ganz gute Wirkung auf die Erhaltung des Strandes. Von längerer Dauer waren jedoch diese Erfolge nicht.

Der hauptsächlichste Nachteil der alten Buhnen besteht darin, daß sie nicht weit genug in die See hinausgehen. Sie haben sämtlich nur eine Länge auf Land und in See zwischen 20 und 30 m erhalten. Ihr Rücken liegt in See wagerecht auf MW-Höhe und verläuft landwärts unter der Strandböschung ohne festen Anschluß an das hohe Ufer. Anderseits waren ihre Abstände voneinander, die bis 75 m betrugen, viel zu groß. Endlich wurden bei dem Bau auch zu schwache und zu kurze Pfähle verwendet, so daß diese Bauweise starken Stürmen nicht standhalten konnte. Die Erklärung für diese Mängel ist in der Herstellungsart der Buhnen zu finden. Die alten Buhnen wurden damals nur mittels leichter Zugrammen, deren Läuferruten an einem Dreibocke aufgehängt waren, von Hand eingerammt. Bei solchen unzulänglichen Mitteln und Geräten ist es begreiflich, daß der Länge einer Buhne in See von vornherein eine enge Grenze gesetzt war, und daß auch die Stärke sowie die Länge der einzelnen Pfähle selbst beschränkt sein mußten. An der ostpommerschen Küste kamen bei der Erweiterung der alten Buhnengruppe von Funkenhagen ostwärts bis Sorenbohm hin in den Jahren 1904 bis 1907 erstmalig fahrbare Dampframmen zur Verwendung, die auf besonderen Gerüsten liefen. Mit ihnen wurden diese Buhnen als wichtige Neuerung bis zur 2-m-Tiefenlinie, also nahezu um das Doppelte wie bisher, in die See hinausgerammt. Auch die Pfahllängen konnten jetzt vergrößert werden und betrugen am Kopfe der Buhnen bis zu 6,3 m.

Seit Einführung der leistungsfähigeren Dampframmen machte die Entwicklung des Buhnenbaues rasche und gute Fortschritte. Überall, wo Buhnenbauten stattfanden, wurden die verschiedensten Versuche über ihre Anordnung, Form und Bauart angestellt, um jeweils den größtmöglichen Wirkungsgrad solcher Uferschutzwerke herauszubilden.

Die gute Wirkungsweise der Buhnen hängt ab von ihrer Stellung zum Strande, ihrer Länge in See und auf dem Lande, sowie von ihrer Höhenlage von der Wurzel bis zum Kopfe. Außerdem ist die Anordnung der Buhnen zueinander und ihr gegenseitiger Abstand, nicht zuletzt auch ihre zweckmäßige Bauart, für die Güte ihres Erfolges ausschlaggebend.

In der Ostsee werden die Buhnen durchweg senkrecht zum Strande gestellt, weil der Küstenstrom und die Sandwanderung nicht etwa täglich west-östliche Richtung haben. Wenn der Wind zeitweise aus Osten weht, kentert der Küstenstrom entsprechend und fließt nach Westen zurück. Dadurch wird die Sandwanderung gestaut und nimmt allmählich während dieser Zeit gleichfalls die umgekehrte Richtung an. Aus diesem Grunde erweist sich die senkrechte Stellung der Buhne zum Ufer als die vorteilhafteste.

Die Buhnen haben nicht den Zweck, die ankommenden Brandungswellen unmittelbar zu brechen und sie in ihrem Weiterlaufen gegen das Ufer zu hindern, wie Molen oder wirkliche Wellenbrecher. Vielmehr dürfen die Buhnen nur auf die Erhaltung des Strandes hinwirken. Sie sollen die längs des Ufers stattfindende Sandwanderung aufhalten und die Kraft des über sie hinweggehenden Seeganges schwächen. Dadurch werden die von den Wellen aufgewühlten Sinkstoffe zu einem großen Teile niedergeschlagen und bewirken dann die beabsichtigte Versandung vor dem Strande durch allmähliches Ausfüllen der hier vorhandenen Vertiefungen und Unregelmäßigkeiten. Die weitere Folge ist dann, daß die schädlichen Tiefen von dem Strande ferngehalten werden. Der Strand selbst verbreitert sich mit der Zeit und fördert dadurch die Heranziehung der Vordünen, die den Hauptschutz des Hinterlandes bilden.

In erster Linie dienen somit die Buhnen dem Schutze des vor dem eigentlichen Strande unter Wasser liegenden Seegrundes. Zu dem Zwecke müssen sie sich weit genug in die See und in den Bereich der Sandwanderung erstrecken.

In welcher Breite sich die seitliche Verschiebung der Sinkstoffe entlang dem Ufer hauptsächlich abspielt, ist aus dem eigenartigen Aufbau der Sandriffe gut erkennbar, den die Brandungswellen verursachen. Die Sandriffbildung an der Ostseeküste ist im wesentlichen von der Wassertiefe abhängig. Da z. B. an der langgestreckten Küste von Swinemünde bis Rixhöft die Böschung des Seegrundes vor dem Ufer ziemlich gleichmäßig ist, steht hier zufällig die Entfernung der Riffe von der Uferlinie in gewisser Beziehung zu der Wassertiefe, auf der sie liegen. Es sind ziemlich genau drei Riffe hintereinander vorhanden. Das erste befindet sich in etwa 0,75 bis 1 m Wassertiefe bei einer Entfernung von 20 bis 25 m vom Ufer. Das zweite liegt ungefähr auf 2 m Wassertiefe und ist etwa 60 bis 70 m von der Uferlinie entfernt. Das dritte Riff hat bereits eine Entfernung von 140 bis 150 m bei 3 m Wassertiefe. Die ersten beiden Riffe liegen mithin dicht nebeneinander. Der Seegrund fällt vom Wasserschlage an bis zur 2-m-Tiefenlinie steiler ab, als jenseits davon. Hieraus ist zu schließen, daß sich in dieser schmalen ufernächsten Zone die Brandungstätigkeit der Wellen am kräftigsten äußert, daß somit hier die Sandwanderung am lebhaftesten ist. Infolgedessen genügt es in der Regel, die Buhnen bis zum zweiten Riffe oder bis zur 2-m-Tiefenlinie hinauszuführen. Sie erhalten dann eine Länge in See von 70 bis 80 m. Diese Länge hat sich überall als durchaus ausreichend erwiesen, um eine möglichst große Strandfläche in Schutz zu bringen, und wird bei allen Buhnen in der Ostsee angewendet. Längere Buhnen würden naturgemäß noch bessere Erfolge bringen. Jedoch wird das Hinausführen einer Buhne über die 2-m-Linie durch die Kosten begrenzt, weil bei zunehmender Wassertiefe die vorderen Buhnenteile im Vergleich zu den rückwärtigen zu teuer werden. Bei den Buhnenanlagen in Ostpommern ist ermittelt worden, daß die Kosten für 1 lfd. m Buhne über die 2-m-Linie hinaus bis zu 2,5 m Wassertiefe um 15 bis 18% und von hier bis zu 3 m Tiefe um weitere 12 bis 14% wachsen, je nach der Bauart der Buhnen als einreihige oder als zweireihige mit Faschinenauspackung.

Es ist begreiflich, daß die älteren, viel kürzeren, kaum bis zur 1-m-Linie reichenden Buhnen nicht denselben günstigen Erfolg gebracht haben, wie die um mehr als das Doppelte längeren der neueren Zeit.

Landwärts ist die Buhne auf dem trockenen Strande fortzusetzen und ihre Wurzel so weit nach rückwärts zu legen, bis sie Anschluß an einen sicheren Punkt des festen Landes, entweder an die Vordüne oder das Hochufer oder an ein künstliches Uferdeckwerk, erhält. Es ist sogar ratsam, die Buhnenwurzel hier noch ein Stück einbinden zu lassen. Dieser Landanschluß der Buhne ist von besonderer Wichtigkeit und unbedingt notwendig. Er verhindert das schädliche Umspülen der Buhnenwurzel, wenn bei starkem, mit höherem Wasserstande verbundenem Seegange der Strand in voller Breite überströmt wird, und die Wellen bis an den Fuß der Vordüne oder des Hochufers anlaufen. In diesem Falle entsteht längs der Buhne eine gewisse Strömung landwärts. Je breiter und höher der Strand ist, desto weiter kann die Längsströmung auflaufen und desto eher verliert sie dabei durch die Reibung am Grunde an Wirkung. Wenn das landseitige Ende der Buhne nicht bis an das hohe Ufer heranreicht, muß die Strömung, sobald sie an dem Buhnenkörper entlanggelaufen ist, die Wurzel umfließen. Dadurch entstehen in den meisten Fällen Auskolkungen im Strande, die auch die anschließenden Vordünen in Mitleidenschaft ziehen. Solche Folgen sind tatsächlich überall dort eingetreten, wo die Landanschlüsse der Buhnen fehlen. Diese Erscheinung erschwert die gleichmäßige Entwicklung des Strandes und bildet gewöhnlich den Anfang für die Zerstörung der Vordüne oder des Hochufers, wenn nicht sofort Gegenmaßnahmen ergriffen werden.

Im Längenschnitt soll die Buhne von der Wurzel bis zum Kopfe am zweckmäßigsten verschiedene Höhenlage erhalten, um die größte Wirksamkeit zu erreichen. Dabei ist ihr landseitiger und ihr seeseitiger Teil gesondert zu betrachten.

Die an der Ostseeküste ausgeführten Buhnen zeigen im Längenschnitte größte Mannigfaltigkeit. Im allgemeinen ist die Neigung des Buhnenrückens auf dem Lande anders als in See ausgestaltet. Diese unterschiedliche Behandlung beider Strecken herrscht überwiegend vor und erscheint durchaus zweckmäßig und empfehlenswert. Nur die Buhnen an der mecklenburgischen Küste, z. B. bei Müritz, haben von der Wurzel bis zum Kopfe ein einheitliches Gefälle von 1 : 70 erhalten. Der auf diese Weise höher als allgemein üblich liegende Rücken der Landbuhne erschwert die völlige Versandung.

Für die Gefälleverhältnisse der Buhnen ergeben sich folgende Richtlinien.

Der im Trockenen stehende Teil muß der Neigung des Strandes angepaßt werden. Hierfür ist aber nicht der ungünstige Zustand des Strandes zu berücksichtigen, der den Anlaß zur Ausführung der Buhnen gibt, sondern diejenige Breite und Neigung, die durch den Buhnenbau erreicht werden soll oder erwünscht ist. Dementsprechend soll der Rücken des landseitigen Teiles der Buhne in Höhe und Neigung mit der Form des erreichbaren Strandes übereinstimmen. Bei dieser Festsetzung ist mit besonderer Sorgfalt das richtige Verständnis für das wirklich Erreichbare anzuwenden.

Welche Strandbreite und -höhe erreichbar ist, hängt von den örtlichen Umständen ab. Ein wirksamer Strand muß so hoch und breit sein, daß bei höheren Wasserständen und starkem Seegange die auflaufende Welle den Fuß der Vordüne nicht mehr erreicht oder ihr wenigstens keinen zu großen Schaden zufügt. Das natürliche und erfahrungsmäßig ausreichende Maß für die Höhe des Fußes einer gut ausgebildeten Vordüne mit breit vorgelagertem Strande beträgt im Ostseegebiete 2 bis 2,5 m über MW und kommt den Wasserständen gleich, die bei den größten Sturmfluten stellenweise an der freien Küste beobachtet wurden. Da derartige gewaltige Kraftäußerungen der Natur immerhin sehr selten sind, so muß mit in den Kauf genommen werden, daß zu solchen Zeiten der Wellenschlag die Höhe von 2 bis 2,5 m vorübergehend überschreitet.

Auch für die zweckmäßigste Neigung des Strandes gibt die Natur selbst wichtige Winke. Nach den allgemeinen Beobachtungen erleidet der Strand weniger Abbruch und Verlust, wenn er flacher als 1 : 15 geneigt ist. Für gewöhnlich und als Folge höheren Seeganges stellt sich eine Strandböschung von 1 : 20 bis etwa 1 : 30 ein und hat sich als die wirksamste erwiesen. Ist der Strand steiler, dann findet die auflaufende Welle zu großen Widerstand. Ihr Stoß auf die Strandfläche wird zu heftig und verursacht dann jeweils am Auslaufe der Welle Abbrüche, die zum Verluste von Strand führen. Aus dem Verhältnis: Höhe zur Neigung ergibt sich für die Breite des Strandes ein Mindestmaß von 35 bis 40 m. Diese Breite gilt als die allgemein übliche und ist als normal zu bezeichnen.

Überall dort, wo der Strand schmaler als 35 bis 40 m ist, wird er stets besonders leicht angegriffen. Die dahinterliegenden Vordünen erleiden dann beständig Abspülungen und erfordern hohe Unterhaltungskosten. Noch schlimmer ist der Zustand naturgemäß an den Hochuferstrecken. Hier läßt sich ohnehin nicht immer dieselbe Strandbreite und -höhe wie bei den Strecken mit dahinterliegenden Dünen erreichen, weil die Mithilfe des Sandfluges zur guten Ausbildung des Strandes geringer ist.

Im allgemeinen muß aber die Aufgabe für eine Buhnenanlage sein, die Mindeststrandbreite von 35 bis 40 m herbeizuführen.

Zu diesem Zwecke sind die vorstehend erörterten Einzelheiten zu beachten. Dementsprechend ist die Wurzel der Buhne, die in den Vordünenfuß einbinden soll, mindestens auf 2,0 bis 2,5 m über MW zu legen. Die Länge der Buhne auf dem Strande beträgt 35 bis 40 m. Ihr Rücken erhält ein Gefälle von 1 : 20 nach der See zu. Erfahrungsgemäß ist in den meisten Fällen damit zu rechnen, daß die Buhne bis zu dieser Höhe über dem Strande gut einsandet. Eine größere Höhe würde das Maß des Erreichbaren überschreiten und geradezu nachteilig auf die Gestaltung des Strandes wirken. Sie verhindert, daß die Wellen gleichmäßig und ungestört in voller Breite über den Strand hinweglaufen können. Die Wellen werden vielmehr von dem über den Strand hinausragenden Buhnenrücken aufgehalten und gezwungen, an ihm entlang strandaufwärts und ebenso wieder zurück zu laufen. Dadurch entstehen neben dem Buhnenkörper leicht Auskolkungen in Form von tiefen Rinnen im Strande. Auch der wichtige, für die regelmäßige Ausbildung des Strandes und für den Aufbau der Düne nötige Sandflug, der zu seiner wirksamen Entfaltung eine breite und glatte Fläche benötigt, wird stark beeinträchtigt. Ohnehin sind bereits kleinere Hindernisse, wie Pflanzenwuchs, oder Unreinheiten, wie Anhäufung von Seetang auf dem Strande, für den Sandflug schädlich. Außerdem fallen die über den Strand hervorstehenden Teile der Buhne durch Verrottung bald der Zerstörung anheim.

Diese mißlichen Folgen eines zu hoch über dem Strande liegenden Buhnenrückens können auch schon während der Ausführung von Buhnen beobachtet werden. In dieser Zeit ist naturgemäß die Verlandung der Buhnenfelder und die Aufhöhung des Strandes erst noch im Werden begriffen. Etwa eintretende Auskolkungen auf dem Strande dürfen deshalb nicht abschrecken. Sie werden mit der Zeit wieder verschwinden. Die volle erstrebte Wirkung der Buhnen kann frühestens erst nach Fertigstellung der ganzen Anlage eintreten. Auch dann wird meist noch ein gewisser Zeitraum von mindestens einem Jahre abgewartet werden müssen. Jeder Einbau vor dem Strande, noch mehr eine Gruppe solcher Querwerke, stellt immerhin einen gewaltsamen Eingriff in die Küstengestaltung dar. Bei der großen Trägheit der gewaltigen Wassermassen, die durch ihre ständige Bewegung an der Umlagerung des Ufers arbeiten, kann der durch die Strandfestlegung beabsichtigte Ausgleich in der Küstenlinie nicht sogleich stattfinden.

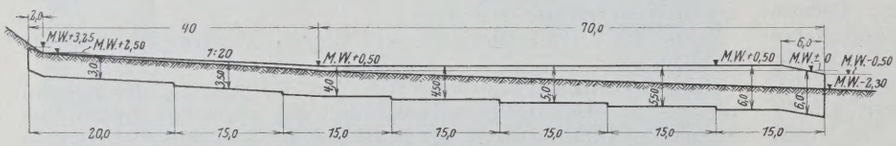


Abb. 19. Längenschnitt der neuen Buhnen an der ostpommerschen Küste.

Es könnten Zweifel darüber entstehen, ob sich der Strand auch wirklich in dem oben als erreichbar bezeichneten Maße, insbesondere entsprechend der dem landseitigen Teile der Buhne gegebenen Neigung 1 : 20, ausbilden kann. Diese Bedenken haben zu der Ansicht geführt, daß besser für die Höhenlage der Landbuhne nicht die künftigen, sondern die vor dem Bau der Buhne vorhandenen Strandverhältnisse zugrunde gelegt werden. Nach diesen Gesichtspunkten ist bei dem Bau der ältesten Buhnen an der Ostseeküste verfahren worden. Fast alle haben eine solche niedrige Höhenlage und eine ganz schwache Neigung ihres Rückens auf dem Strande erhalten. Sie sind zwar durchweg gut eingesandet, sogar so weit, daß sie der Strand vollkommen überdeckt hat. Jedoch haben sie nicht überall den weiteren Rückgang des Strandes unbedingt aufgehalten, noch weniger eine nennenswerte Verbreiterung zustande gebracht. Dennoch ist ihr Erfolg insofern immerhin beachtlich, als den alten Buhnen noch andere Mängel in der allgemeinen Anordnung anhaften, wie oben dargelegt ist. Den Buhnen der neueren Bauart dagegen können weit bessere Erfolge und viel größere Wirkungen auf die Strandverbreiterung und -erhöhung, sowie auf die ganze Ufergestaltung zugemutet werden. In der Tat hat sich gezeigt, daß die neueren mit mehr Zweckmäßigkeit und in größerer Länge angelegten Buhnen tatsächlich imstande sind, den Strand in der normalmäßigen Breite von 40 m und in seiner natürlichen Neigung von 1 : 20 auszubilden. Es gibt in Ostpommern Buhnenanlagen, durch die sich die Strandbreite gegen den ursprünglichen Zustand allmählich nahezu verdreifacht hat.

Um derartig günstige Strandverhältnisse zu erreichen, muß aber auch der seeseitige Teil der Buhne entsprechend vorteilhaft gestaltet sein. Gerade von der guten Wirkung dieser Buhnenstrecke hängt zum größten Teile der Nutzen ab, den die Landbuhne für die Ausbildung des trockenen Strandes bringen soll. Deshalb ist in die Erörterung der angeschnittenen Frage auch die zweckmäßigste Form der eigentlichen Seebuhne einzubeziehen.

Die neueren Erfahrungen haben das Ergebnis gebracht, daß in der See die Buhne am besten durchweg wagerecht verläuft, und daß ihr Rücken zweckmäßig nicht in gleiche Höhe mit dem Mittel-Wasserstande oder gar noch unter diesen, sondern besser etwa 0,5 m über MW gelegt wird. Diese Höhe erleichtert wesentlich das beabsichtigte Auffangen der in den Brandungswellen enthaltenen Sinkstoffe. Starke Brandung entsteht nur bei heftigeren auflandigen Winden. Dann ist auch der Wasserstand stets höher als MW angestaut. Wenn der Rücken der Buhne in MW-Höhe oder noch darunter liegt, können bereits leichtere Wellen ungeschwächt darüber hinweggehen. Dabei nehmen sie aber die größte Menge der Sinkstoffe in ihrer Bewegung mit, so daß diese sich nicht in dem erwarteten Maße niederschlagen werden. Hat dagegen der Rücken der Buhne eine Höhenlage von 0,5 m über dem mittleren Wasserstande, dann finden die Brandungswellen größeren Widerstand vor. Dadurch wird ihre Kraft eher gebrochen, und der Niederschlag der Sinkstoffe begünstigt. Aus demselben Grunde ist zweckmäßig für die ganze seeseitige Strecke der Buhne die gleiche Höhe von 0,5 über MW durchzuführen, weil damit eine besonders breite Auffangefläche für die Sandwanderung entsteht.

Vielfach ist auch die Anordnung angewendet worden, wie in der Nordsee der ganzen Buhne vom Wasserschlage an ein geringes Gefälle bis zum Kopfe zu geben. Dadurch verringert sich jedoch naturgemäß die Fläche, die den schräg anlaufenden sinkstoffhaltigen Wellen der Brandung entgegengestellt ist. Eine solche Buhnenform schöpft zwar weniger Wasser, fängt aber in demselben Maße auch weniger Sand auf und führt deshalb nicht die gleiche gute Verlandung herbei wie die eben beschriebene Buhne. Insofern erfüllen diese abfallenden Buhnen ihre Aufgabe bei der Erhaltung und Verbreiterung des Strandes nicht so gut, wie die Erfahrungen gelehrt haben.

Ganz besondere Sorgfalt verlangt die Höhenlage des Kopfes der Buhne, wie ihr seeseitiges Ende allgemein genannt wird. Dieser Teil erstreckt sich am weitesten in die See hinein und wird deshalb von den Strömungen sowie dem Seegange in erster Linie angegriffen. In den allermeisten Fällen läuft die Buhne auf der Wasserstrecke in gleicher Höhenlage bis zu ihrem Ende und schneidet hier genau senkrecht ab. Der Buhnenkopf ist somit vollkommen steil und ähnelt in dieser Beziehung den Köpfen von Molen mit ihren senkrechten Wänden. Genau so wie diese, werden auch derartige steile Buhnenköpfe von den Strömungen stark umspült. Dann bilden sich vor ihnen Auskolkungen des Seegrundes, die mit der Zeit den Bestand des Bauwerks gefährden können. Solche schädlichen Erscheinungen können überall bei steilen Buhnenköpfen beobachtet werden. Beispielsweise sind an den Köpfen der Buhnen bei dem Streckelsberge, die zuerst auf 1,5 m Wassertiefe lagen, starke Auskolkungen über 0,5 m entstanden, worunter die Standsicherheit der Werke leidet. Steile Köpfe ziehen geradezu die Strömungen heran und erschweren somit die Versandung der Buhnenfelder. Auch sind sie dem Angriffe des Eises weit mehr ausgesetzt. Günstiger ist das Bild am Kopfe einer Buhne, deren Rücken von der Uferlinie aus nach See zu leicht abfällt. Hierbei erreicht der Kopf eine geringere Höhe über dem Seegrunde, so daß dadurch der nachteilige Einfluß der Steilheit wesentlich abgeschwächt wird.

Diese Tatsache ist bei den neuesten Buhnen an der ostpommerschen Küste verwertet worden. Der Rücken des in See stehenden Buhnenteiles ist auf 0,5 m über MW gelegt und verläuft in dieser Höhe wagerecht. Die letzten 6 m haben aber eine scharfe Neigung von 1 : 6 erhalten. Dadurch liegt das äußerste Ende der Buhne, der eigentliche Kopf, 0,5 m unter MW und ist weniger steil geworden. Diese Form der Buhne bietet doppelten Vorteil. Einmal stellt sie durch ihre Höhenlage und ihren wagerechten Verlauf eine hinreichend breite Fläche zum Auffangen der Wandersände dar. Zum anderen erleichtert ihre abgeschrägte Kopfstrecke das glatte Herumschwenken der Wellen um den Buhnenkopf und verhindert die Entstehung von Auskolkungen vor ihnen. In der Tat haben sich diese Buhnen bisher auf das beste bewährt. Ihre Verlandungen sind außerordentlich günstig. Vertiefungen an den Köpfen wurden nicht beobachtet.

In Abb. 19 ist der Längenschnitt für die neuesten an der ostpommerschen Küste ausgeführten Buhnen dargestellt. Er darf als durchaus empfehlenswert bezeichnet werden.

3. Ausbildung von Buhnen-Gruppen.

Für die Sicherung einer gefährdeten Küstenstrecke nutzt eine einzelne Buhne nichts. Gerhardt spricht sich in seinem Aufsatze „Die Befestigung der Ostseeküste bei Cranz“ (Z. f. B. 1906, S. 100) allerdings für die Herstellung eines wirksamen Uferschutzes auch durch eine einzelne Seebuhne

aus und führt zum Beweise an, daß „am Brodtener Ufer westlich der Travemündung zwei weit voneinander entfernt gelegene, nur durch je eine einzige Buhne gedeckte Stellen bei der Sturmflut 1904/05 in auffälliger Weise von den Verwüstungen verschont geblieben seien". Diese Buhnen sind seinerzeit von privaten Anliegern gebaut worden. Sie haben sich aber nicht bewährt und sind nicht imstande gewesen, den Abbruch des Ufers aufzuhalten. An dieser Küstenstelle kommt hinzu, daß hier vor dem hohen Ufer weder Sandflug auf dem trockenen Strande noch vor allem Sandwanderung auf dem nassen Strande stattfindet. Strand und Schar bestehen aus Ton und sind völlig von Sand entblößt (Abb. 20). Infolgedessen sind hier überhaupt Buhnen völlig nutz- und wirkungslos. Nach Ansicht der Lübecker Baubehörde kann das Ufer nur durch ein mit der Küste gleichlaufendes Deckwerk ähnlich dem bei Travemünde geschützt werden.

Abb. 20. Brodtener Ufer bei Travemünde.

Auch vor dem Seebade Dahme auf der Westseite der Lübecker Bucht ist zur Erhaltung des Strandes an dessen Südende eine einzelne Buhne von 100 m Länge angelegt. Die Sandwanderung geht von N nach S und ist mäßig. Die Buhne fängt wohl Sand auf. Jedoch erstreckt sich diese Wirkung nicht so weit, daß hiervon der Strand in seiner ganzen Ausdehnung von 350 m Nutzen hat. Der Einfluß des Werkes auf die Strandverbreiterung, deren Größe der Sandwanderung entgegen immer mehr abnimmt, reicht kaum bis zu der einfachen Länge des Einbaues. Der Hauptnachteil besteht aber darin, daß durch die verhältnismäßig große Länge der Buhne die Sandzufuhr nach der Leeseite ganz unterbrochen ist. Infolgedessen befindet sich hier das Ufer in ständigem Rückgange. Dieser Zustand ist auf die Dauer unhaltbar und verlangt baldigste Änderung durchgreifender Art.

Auch dieses Beispiel zeigt deutlich, daß die Anlage einer Einzelbuhne nicht imstande ist, eine gefährdete Strandstrecke wirksam zu schützen.

Dort, wo die nötigen Bedingungen für die Anlage von Buhnen gegeben sind, müssen diese Werke grundsätzlich in größerer Anzahl vorgesehen und zu einer geschlossenen Gruppe vereinigt werden. Die Werke sollen sich dann gegenseitig schützen und in ihren Wirkungen unterstützen, sowie namentlich den Strand in langem, gleichmäßigem Zuge ausbilden. Zu dem Zwecke sind ihre Köpfe in eine bestimmte Linie zu legen, die mit dem allgemeinen Verlaufe des zu erwartenden Strandes übereinstimmt. Diese seeseitige Begrenzung heißt die Streichlinie der Buhnengruppe. Da die Buhnen bis zur 2-m-Tiefenlinie reichen sollen, so muß die Streichlinie so gezogen werden, daß sie im großen und ganzen mit dieser Tiefenlinie zusammenfällt und zugleich mit dem Küstenstriche gleichläuft. Auf die vorhandenen Unregelmäßigkeiten des Strandes, die sich in Aus- oder Einbuchtungen äußern, ist infolgedessen keine Rücksicht zu nehmen. Aus der so gefundenen Lage der Streichlinie und aus der geplanten Strandbreite ergibt sich dann für jede einzelne Buhne ihre genaue Länge in See und auf dem Lande. Der Schnittpunkt der wagerechten Wasserstrecke mit dem geneigten landseitigen Teile der Buhne entspricht der Linie des Wasserschlages, die durch die Buhnenanlage erstrebt werden soll und unter günstigen Verhältnissen im allgemeinen auch erreicht werden kann.

Weiter ist wichtig und für den Erfolg ausschlaggebend, daß die Entfernung der Buhnen voneinander in einem angemessenen Verhältnis zu ihrer Länge steht. Die Entfernung darf nicht so weit sein, daß die schräg auflaufenden Brandungswellen ständig unmittelbar auf das Ufer zwischen zwei Buhnen auftreffen können. In diesem Falle würden sogar Abbrüche des Strandes eintreten. Diese Erscheinung hat sich bei allen alten Buhnenanlagen gezeigt. Hier gingen die einzelnen Werke kaum 20 bis 30 m weit in See hinein, hatten aber Abstände voneinander bis zu 75 und 100 m. Ihre Wirkung war dementsprechend mangelhaft. Stellenweise mußten sogar Zwischenbuhnen eingefügt werden.

Am besten wird der Abstand der Buhnen voneinander gleich der Länge gesetzt, die sie im Wasser erhalten sollen (Abb. 21). Eine Buhne, die bis zur 2-m-Tiefenlinie reicht, ist in See etwa 70 m lang. Das gleiche Maß ist daher für die Breite der Buhnenfelder zu nehmen. Zwischen je zwei Buhnen bildet sich die Verlandung innerhalb des Feldes durch den Einfluß der vorherrschenden Westwinde erst sägeförmig, dann aber als Folge des Ausgleiches in der Küstenlinie allmählich bogenförmig aus. Der Pfeil dieser Bogen wird um so größer, je weiter das Buhnenfeld ist. Werden diese Einbuchtungen zu tief, so leidet die gleichmäßige Ausbildung des Strandes. Je günstiger aber das Verhältnis zwischen Entfernung und Länge der Buhnen gewählt wird, desto flacher gestalten sich die Einbuchtungen, desto mehr findet Verlandung in den Feldern statt. Es ist deshalb immer vorteilhafter und für den Erfolg sicherer, den Abstand der Buhnen stets etwas kleiner zu bemessen als zu weit.

Bei den neuesten Buhnenbauten in Ostpommern, bei Henkenhagen, bei Damkerort und bei Rügenwaldermünde, beträgt die Entfernung von Buhne zu Buhne durchweg 70 bis 80 m und entspricht damit genau der Länge der Buhnen in See. Diese Anordnung hat sich als äußerst vorteilhaft erwiesen und überall günstigste Wirkung gehabt.

In dem Entwurfe zur Sicherung der Nordküste des Samlandes, der die Herstellung von 60 Buhnen betrifft, ist je nach der Lage der einzelnen Strandstrecke der Abstand zwischen den Buhnen verschieden gewählt worden. Im Westen der Buhnengruppe soll die Entfernung 80 m betragen und nimmt dann nach Osten streckenweise bis auf 100 m zu. Die Buhnen werden bis zur 2-m-Tiefenlinie hinausgeführt und haben von der zu erwartenden Uferlinie aus eine Länge in See von 60 m. Infolgedessen sind dort, wo die Buhnenabstände 100 m betragen, die Buhnenfelder um 40 m breiter, als die Länge der Buhnen selbst. Der Strand vor der nördlichen Samlandküste hat im allgemeinen eine Neigung von 1:15 und eine mittlere Breite von 20 m. Der Böschungsfuß des Hochufers liegt i. M. auf 1,50 m über MW und soll auf 2,50 m bis 3,00 m aufgehöht werden. Die zu erreichende Strandbreite ist bei einer Neigung von 1:20 zu 40 m vorgesehen. Hiernach besteht der Plan, den Strand auf die doppelte Breite zu bringen und ihn zugleich um 0,75 m i. M. aufzuhöhen. Vor der nördlichen Samlandküste ist die Sandwanderung längs der Küste allerdings recht lebhaft. Immerhin muß abgewartet werden, inwieweit die künftige Wirkung der gesamten Buhnenanlage den in sie gesetzten Hoffnungen entsprechen wird. Die in den Jahren 1926 und 1927 hergestellten Buhnen vor dem Kurhause von Georgenswalde haben bisher allerdings den gewünschten Erfolg gehabt. Die Zeit wird lehren, ob dieser Zustand von Dauer ist.

Wie bereits oben gesagt war, sind die Buhnen vor Jershöft außerordentlich erfolgreich gewesen. Die Küstenverhältnisse ähneln denen an der Nordküste des Samlandes. Der Strand vor Jershöft an der am weitesten vorspringenden Stelle war vor Beginn des Buhnenbaues nur

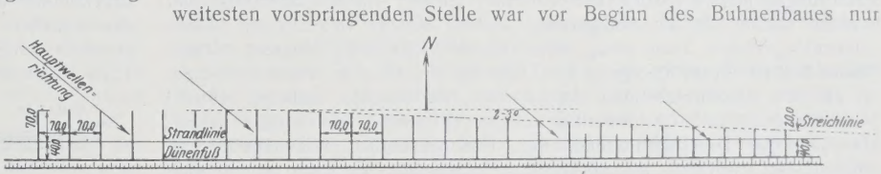


Abb. 21. Allgemeine Anordnung einer Buhnengruppe und Ausbildung ihres östlichen Abschlusses.

i. M. 17 m breit. Heute hat er eine mittlere Breite von 45 m. Der Fuß des Hochufers liegt jetzt auf 2,80 m, früher nur auf 1,30 m über MW. Die Verlandung der Buhnen im Längenschnitt auf eine Strecke von 150 m vom Wasserschlage ab gemessen beträgt i. M. 250 m². Der Landzuwachs innerhalb eines Buhnenfeldes ergibt sich zu rd. 18 000 m³. Da die Buhnengruppe vor der gefährdetsten Strecke aus 10 Buhnen besteht, berechnet sich die ganze Zunahme an Land zu 180 000 m³. Jetzt besteht ein fester Gleichgewichtszustand (Abb. 16).

Jede Buhnengruppe muß nach beiden Seiten hin ein angemessenes Stück über die Küstenstelle hinausreichen, zu deren Schutze sie bestimmt ist. Diese beiderseitige Erweiterung hat den Zweck, einen guten Anschluß an die ungedeckte Strandstrecke herzustellen und zugleich einen besseren Ausgleich der Strandlinie auf längerer Linie zu schaffen.

Auf der Westseite, dort, wo im Jahresdurchschnitt die Sandwanderung ständig herkommt, genügt es, wenn die Buhnengruppe etwa zwei Felder, das sind bei einer mittleren Feldbreite von 70 m mithin 140 m, vor dem unmittelbaren Bereiche der Abbruchstelle ansetzt. Zweckmäßig wird auch diesen ersten Buhnen die volle entwurfsmäßige Länge gegeben, damit sie der Sandwanderung durch ihre ganze Wirkungsfläche gleich das größte Hindernis bieten und damit den Anschluß an den westlich benachbarten ungeschützten Strand rasch herstellen können. Die vielfach übliche Verkürzung der ersten Buhnen nach Westen hin hat weiter keinen Vorteil.

Jedes Querwerk an der Ostsee verlandet erfahrungsgemäß bis zu seinem Kopfe. Mit der Zeit schiebt sich auch der ganze Strand allmählich nach See zu vor. Je weiter dieses Vorrücken von vornherein stattfinden kann, desto fester und sicherer wird der Anschluß der Buhnengruppe an das Ufer nach Westen hin.

Die weitaus wichtigere und gefährlichere Seite einer Buhnenanlage ist die östliche. Eine Gruppe von Buhnen stellt einen großen Einbau vor dem Strande dar und greift als solcher sehr wesentlich in den Gang der natürlichen Entwicklung einer Küste ein. Wie im kleinen bereits jeder Ufervorsprung, so bewirkt eine größere Anzahl solcher Einbauten vor dem Strande nicht nur eine entsprechend stärkere Verzögerung und Ablenkung der Küstenströmung, sondern in Erfüllung ihrer eigentlichen Zweckbestimmung ein augenfälliges Aufhalten der Wandersände. Die Bewegung dieser im weiten Raume wirkenden Naturkräfte kann bei der großen Trägheit der beteiligten Wassermassen nicht sehr rasch um die Buhnengruppe herum vor sich gehen. Die Ablenkung aus der allgemeinen Bewegungsrichtung längs des Strandes in die neue durch die Buhnengruppe gegebene findet nur ganz langsam und allmählich statt. Gleichzeitig verursacht das Ablenken und Aufhalten der Sinkstoffverschiebung eine Störung des ursprünglich an der Küste vorhanden gewesenen Gleichgewichtszustandes und unterbricht die zu dessen Erhaltung erforderliche Sandzufuhr. Durch das Hervortreten der Buhnengruppe aus der Küstenlinie wird ein Teil der Sinkstoffe früher zum Niederschlag gezwungen, als dieser ohne Beschränkung des natürlichen Ganges eingetreten wäre. Dadurch gelangt unterhalb der Buhnengruppe, auf ihrer Ostseite, jetzt weniger Sand zur Anlandung an das Ufer, als vor dem Bestehen der Querwerke. Die Folge dieser einschneidenden Veränderungen in der Umlagerung der Küste ist hier der Uferabbruch. In der Tat kann er an der Ostseite von Buhnengruppen beobachtet werden und findet sich in gleicher Weise auch östlich der an der freien Sandküste gelegenen Häfen.

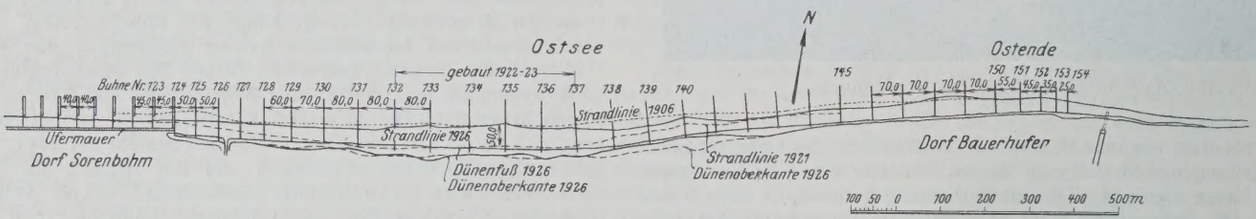


Abb. 22. Buhnengruppe von Sorenbohm bis Bauerhufen.

Bei diesem Naturvorgange handelt es sich nicht, wie manche Ansicht lautet, um die Fortsetzung der alten Abbrüche, sondern das Auftreten neuer Schäden an einer anderen Uferstelle, die bisher davon verschont geblieben ist und deshalb nicht geschützt zu werden brauchte. Es ist zwar richtig, daß für gewöhnlich die Grenze zwischen Festland und See ohne künstliche Befestigung der Flachufer hin und her schwankt. Erfahrungsgemäß ist auch der Abbruch an der flachen Sandküste bei weitem stärker als die Ablagerung. Solche Küsten weichen, im Naturzustande gelassen, zwar stetig, aber nur verhältnißmäßig langsam zurück. Wenn deshalb dieser Rückgang des Ufers auf der Ostseite von künstlichen, in die See hineinreichenden Bauten vor dem Strande auffällig schnelli vor sich geht, und in immerhin kurzem Zeitraum von wenigen Jahren das jährliche Durchschnittsmaß von 1 m wesentlich überschreitet, so müssen hier zweifellos andere Einflüsse mitspielen. Es kann nur die eine Erklärung für diese auffällige und auch bedenkliche Erscheinung geben, daß die sandfangenden Querwerke infolge ihrer guten Wirkung schuld an dem Uferabbruche haben müssen.

Wenn der Landverlust auf der östlichen Anschlußstrecke einer Buhnengruppe unerträglich wird, entsteht mit der Zeit die Notwendigkeit, durch Verlängerung der Anlage die neugefährdete Strecke unter Schutz zu bringen, und damit den weiteren Rückgang des Ufers an dieser Stelle aufzuhalten. Derartige Fälle sind häufig eingetreten und haben zu kostspieligen Maßnahmen geführt. Alle die großen Buhnenanlagen, die aus hunderten und noch weit mehr Buhnen bestehen, haben nicht etwa ihre gewaltige Ausdehnung von vornherein erhalten, sondern sind durch den Zwang, sie nach Osten erweitern zu müssen, allmählich bis zu ihrem jetzigen Ausmaße angewachsen. Beispielsweise ist die aus 154 Buhnen bestehende Gruppe von Funkenhagen bis Bauerhufen mehrere Male nach Osten hin erweitert worden. Eine nochmalige Verlängerung durch allmähliches Hinzufügen von weiteren 50 Buhnen ist geplant und im Jahre 1927 begonnen, weil sich der dauernd schnell fortschreitende und bedrohliche Abbruch der Küste auf andere Weise nicht zum Stillstand bringen läßt. Das gleiche war seinerzeit bei den Buhnenanlagen bei Vitte und auf der Ostseite von Rügenwaldermünde der Fall.

Deshalb muß diese schwerwiegende und für die Ufergestaltung bedeutungsvolle Folgewirkung von Buhnenanlagen unter allen Umständen durch besondere Ausbildung des östlichen Endes bekämpft werden. Die leewärts gelegenen Nachbarstrecken, an denen bisher einigermaßen Gleichgewichtszustand herrschte, können verlangen, daß sie durch bauliche Uferschutzmaßnahmen an anderer Stelle nicht selbst geschädigt werden. Um solche Gefahren tunlichst zu verhüten, muß der Abschluß einer Buhnengruppe im Osten so beschaffen sein, daß Küstenströmung und Sandwanderung in geeigneter Weise ohne Schädigung des ungeschützten Ufers wieder in den alten Verlauf der Küstenlinie geleitet werden. Hierzu gibt es zwei Möglichkeiten.

Das eine Verfahren besteht darin, daß die Streichlinie aus ihrem mit dem Ufer gleichlaufenden Zuge am Ostende der Buhnengruppe schräg gegen das Ufer umgelenkt, und daß dadurch zugleich eine allmähliche Verkürzung der letzten Buhnen herbeigeführt wird.

Bei der anderen Art behält die Streichlinie ihre Lage längs des Ufers bei. Auch die Länge der Buhnen bleibt die gleiche. Dagegen wird der Rücken der seeseitigen Buhnenteile nach und nach tiefer gelegt, also stufenweise gesenkt, so daß die letzte Buhne dann nur noch eine leichte Rippe auf dem Seegrunde bildet. Diese Senkung der Buhnenrücken kann entweder auf der ganzen im Wasser stehenden Strecke oder nur auf ihrem seeseitigen Ende stattfinden. Ein anderer Vorschlag geht dahin, die letzten Seebuhnen allmählich mit immer stärkerer Neigung nach dem Kopfe hin zu versehen.

Alle diese Arten der Herstellung von Anschlußstrecken auf der Ostseite von Buhnenanlagen sind in der Ostsee, insbesondere an der hinterpommerschen Küste, vertreten. Der Vergleich ihrer Wirkungen gestattet daher ein Urteil über die Zweckmäßigkeit der verschiedenen Ausführungen.

Als die mehrmals genannte große Buhnengruppe, die bei Funkenhagen beginnt, im Jahre 1905 ihr Ostende gleich hinter der Ufermauer von Sorenbohm erreicht hatte, mußte zur Vermeidung der beginnenden Zerstörung des anschließenden Ufers im Osten eine Übergangsstrecke angeordnet werden. Dies geschah zuerst in der Art, daß als östlicher Abschluß der Anlage drei Buhnen (Nr. 126 bis 128) in einreihiger Bauart mit derselben Länge und Höhenlage in Mittelwasserhöhe, aber mit verkürztem Abstande voneinander, 50 m anstatt 80 m, geschlagen wurden (Abb. 22). Dieser Übergang nutzte jedoch nichts. Der Abbruch im Osten setzte sich fort, so daß weitere Maßnahmen unvermeidlich waren. Zur Ergänzung des Abschlusses und zugleich als Verbesserung der unvorteilhaft gewesenen Anordnung wurden die drei letzten Buhnen tiefer gerammt, so daß ihr Rücken unter Wasser zu liegen kam, und außerdem die Kopfstrecken der beiden letzten Werke auf einige Meter schräg nach See zu abgeschnitten. Sodann kamen drei neue Buhnen (Nr. 129 bis 131) in der gleichen Länge und in Abständen von 60 bis 80 m mit durchgehend 1 : 25 abfallendem Rücken hinzu (Abb. 23). Die insgesamt 70 m langen ver-

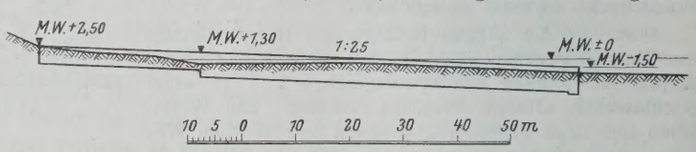


Abb. 23. Buhne mit abfallendem Rücken.

senkten Buhnen steigen auf dem Strande 30 m weit bis zu ihrer Wurzel auf 1,20 m über MW an und fallen auf der wasserseitigen Strecke, die 40 m lang ist, bis auf 1,60 m unter MW am Kopfe ab. Dadurch stellt dieser Teil eine nur wenig hervorstehende Rippe in dem nassen Strande dar.

Anlaß zu dieser Ausführungsart gab das günstige Ergebnis, das anfänglich mit diesen „abfallenden“ Buhnen am Ostende der Buhnengruppe östlich des Hafens von Rügenwaldermünde erzielt war. Die beiden letzten Buhnen dieser Gruppe wurden so geschlagen, daß die vorletzte am Kopfe bis auf 0,75 m, die letzte bis auf 0,50 m unter MW abfällt. In den ersten Jahren soll der Erfolg „in jeder Beziehung befriedigend“ gewesen sein, wie Hoech in seinem Aufsatze: „Die Entwicklung der Pfahlbuhnen im Bezirke des Hafenbauamts Kolberg“ (Zeitschr. d. Verbandes deutscher Arch.- und Ing.-Vereine, Nr. 19 vom 1. Oktober 1917) betont.

Die angeblich gute Verlandung dieser abfallenden Buhnen hat jedoch keinen langen Bestand gehabt. Durch die Sturmfluten in der Silvesternacht 1921/22 und Anfang 1922, die beide an Heftigkeit und Wirkung hinter der großen Sturmflut um die Wende des Jahres 1913/14 zurückblieben, sind gerade von diesen Buhnen sehr viele Pfähle ausgespült worden. Durch den schweren Eisangriff im Winter 1923/24 wurden dann die übriggebliebenen Teile noch vollständig weggeschoben, so daß die

beiden letzten Buhnen seitdem gänzlich verschwunden sind. Seit 1925 ist die dringend notwendig gewordene Ergänzung und Erweiterung der Buhnenanlage im Gange.

Auch der Abschluß der Buhnenanlage vor Sorenbohm blieb in gleicher Weise erfolglos und hat den Rückgang des östlich sich anschließenden Strandes nicht aufhalten können. Das Ufer brach allmählich in ganz bedrohlicher Weise ab.

Inzwischen war im Jahre 1919 etwas weiter östlich von dieser Küstenstelle zur unmittelbaren Sicherung des Dorfes Bauerhufen, das dicht hinter einer schwachen, durch höheren Seegang stark beschädigten Düne liegt, die Herstellung einer besonderen Gruppe von 17 Buhnen zur Ausführung gekommen (Abb. 22). Diese Schutzanlage sollte später Verbindung an die bis Sorenbohm hergestellte Ufersicherung erhalten. Aus Ersparnisgründen wurde aber zunächst hiervon abgesehen, so daß eine Strecke von über 0,5 km ungedeckt blieb. Allmählich war die Uferlinie in dieser Lücke seit der Fertigstellung des östlichen Buhnenabschlusses bei Soren-

Abb. 24. Versandung der Buhnenlücke bei Bauerhufen (Blick nach Westen).

bohm im Höchstmaße um 50 m zurückgegangen. Dieser Wert entspricht einem jährlichen Verluste von 4 m. Im Jahre 1922 bis 1923 ergab sich deshalb die Notwendigkeit, den Zwischenraum zwischen den beiden Buhnengruppen durch Einfügen der fehlenden sechs Buhnen auszufüllen. Diese Buhnen haben im Längsschnitt die Form erhalten, wie sie auf S. 770 als zweckmäßig bezeichnet ist. Ihr Rücken wurde im Wasser auf 0,50 m über MW gelegt. Die Kopfstrecke hat auf 6 m Länge ein Gefälle von 1:6 erhalten. Auf dem Strande beträgt die Neigung des Rückens 1:20. Die Wirkung ist überraschend gut gewesen. Binnen zweier Jahre war der seit 1906 verlorengegangene Strand in der vollen Breite wiedergewonnen (Abb. 24). Es verdient erwähnt zu werden, daß die Verlandung in den Feldern der sechs neuen Buhnen etwa dreimal so groß und breit war, als bei den alten Buhnen mit abfallendem Rücken. An dieser Küstenstelle hat sich die Überlegenheit der Buhnen neuester Bauart außerordentlich deutlich gezeigt.

Der Ostabschluß der 17 Buhnen vor Bauerhufen ist in Anbetracht der schlechten Erfahrungen bei dem Ostende der Sorenbohmer Buhnengruppe in anderer Weise ausgebildet worden. Hier wurde zum ersten Male das Verfahren angewendet, die Streichlinie schräg gegen das Ufer zu führen, und sowohl die Länge der letzten Buhnen, als ihren Abstand voneinander allmählich zu verkürzen. Jedoch hat diese Art des Überganges von dem geschützten zu dem ungeschützten Strande gleichfalls nicht den Abbruch im Osten verhindern können. Die Erklärung für diesen Mißerfolg liegt wohl darin, daß die Streichlinie aus dem allgemeinen Küstenverlaufe zu steil gegen das Ufer umgelenkt ist. Infolgedessen wird der Küstenstrom und die Sandwanderung aus ihrer Richtung zu plötzlich gegen das Ufer geleitet. Der Übergang aus der einen Linie in die andere, die 70 bis 80 m gegen die erste zurückliegt, vollzieht sich nur auf einer Länge von 240 m. Diese Strecke ist zweifellos zu kurz. Der Übergang ist daher zu schroff und schnell. Trotzdem erscheint diese Art der Ausbildung des Ostabschlusses einer Buhnengruppe die zweckmäßigere zu sein und verdient den Vorzug vor dem Verfahren, die letzten Buhnen mit abfallendem Rücken zu versehen. Die Erfahrungen mit den Buhnenabschlüssen bei Sorenbohm und Rügenwaldermünde haben deutlich dargetan, daß Küstenstrom und Brandungswellen zu leicht über die tief unter Wasser liegenden Rücken der „abfallenden" Buhnen hinweggehen und dadurch zu scharf gegen das ungeschützte Ufer einschwenken können. Die längs des Ufers in trägem Flusse dahinströmenden Wassermassen verlangen eine möglichst glatte Linie, an der sie entlanggleiten können. Jede Unterbrechung dieses Zuges, jeder kleine Vor- und Rücksprung aus dieser Linie beeinflußt den Strömungsvorgang ungünstig. Es muß deshalb darauf ankommen, die Umleitung der durch die Linie der Buhnenköpfe geführten Wassermassen zurück in den allgemeinen Verlauf der Küste so sanft als möglich zu gestalten. Eine solche Verbindung des geschützten Strandes mit dem ungeschützten ist nur zu erreichen, wenn die Streichlinie in recht flacher Neigung gegen den Küstenstrich verläuft (Abb. 21). In diesem Falle findet der Übergang auf eine längere Strecke statt und kann dann, ohne schädliche Hemmungen oder Stauchungen in der Strömung hervorzurufen, glatter vor sich gehen. Die Umbiegung der Streichlinie muß deshalb so rechtzeitig beginnen, daß die Buhnenanlage nach Osten hin nicht unnötig weit ausgedehnt wird. Die letzten Buhnen sollen dort liegen, wo der Strand wieder die als normalmäßig bezeichnete Breite und Höhe hat, und wo die dahinterliegenden Dünen wieder die nötige Stärke besitzen. Entsprechend der Neigung der Streichlinie werden die Buhnen nach Osten hin immer kürzer. Die östlichste Buhne muß noch ein Stück in See reichen, um anlandende Wirkung auszuüben. Eine Länge im Wasser von etwa 20 bis 25 m, d. i. etwa $^1/_4$ bis $^1/_3$ der vollen Länge, erscheint angemessen.

Hiernach ergeben sich zwei empfehlenswerte Lösungen, den östlichen Abschluß einer Buhnengruppe unter Anwendung der nach Osten hin abzuschrägenden Streichlinie auszubilden. Entweder bleiben die Abstände der Buhnen voneinander durchweg innerhalb der ganzen Gruppe gleich lang, oder sie werden entsprechend der Verkürzung der östlichen Buhnen derart verringert, daß für die jedesmalige Breite eines Buhnenfeldes die Länge der jeweils kürzeren Buhne gewählt wird.

Die erste Art erscheint dort zweckmäßig, wo die Küste west-östlichen Verlauf hat, und wo daher die Wellen der Hauptwindrichtung verhältnismäßig schräg auf das Ufer auftreffen. Sollten die östlichen Buhnenfelder weniger gut verlanden oder hier sogar Einrisse oder Einbuchtungen eintreten, können unschwer Zwischenbuhnen eingefügt werden, für die unbeschadet ihrer Wirkung eine kürzere Länge genügt (Abb. 21). Auch läßt sich nötigenfalls die Buhnengruppe ohne Schwierigkeit naeh Osten hin verlängern.

Dagegen ist die zweite Anordnung für solche Küstenstrecken zu bevorzugen, die mehr schräg zur Richtung West-Ost liegen. An einer derart von SW nach NO streichenden Küste treffen die vorherrschenden Wellen gerade senkrecht auf das Ufer und laufen zwischen den Buhnen in die Buhnenfelder hinein. An den Stellen, wo die Buhnen die volle Länge haben, und wo dementsprechend eine weiter nach See zu reichende Verlandung erwartet werden darf, werden die Wellen durch die Reibung auf dem ansteigenden Grunde gebrochen und schaden dann beim Auflaufen auf den Strand weniger. Zwischen den kürzer werdenden Buhnen kann naturgemäß die Anlandung nicht dieselbe Tiefe haben. Der nasse Strand wird sich hier etwas steiler ausbilden. Infolgedessen besteht die Gefahr, daß die Brandungswellen weniger geschwächt auf den Strand auflaufen und ihn angreifen. Deshalb ist unter diesen Umständen geboten, die Breite der Buhnenfelder in demselben Maße einzuschränken, wie die Buhnen kürzer werden. Dadurch wird erreicht, daß die stärkeren Brandungswellen beim Eintritt in die Buhnenfelder an den Buhnenköpfen aufgelöst werden, wodurch sich ihre Gewalt bricht.

Die zweite Art der Anordnung ist bei der großen Uferschutzanlage bei Damkerort durchgeführt worden (Abb. 25). Hier wurde anfänglich die Streichlinie so nach Osten hin abgeschrägt, daß sie mit dem Küstenstriche etwa einen Winkel von 5° bildete. Dadurch erhielt die Übergangsstrecke eine Länge von nahezu 1000 m. Dennoch trat auf der Ostseite Uferabbruch ein, der mit Rücksicht auf die Gefährdung des Dorfes Damkerort verhindert werden muß. Deshalb wird jetzt die Buhnengruppe weiter

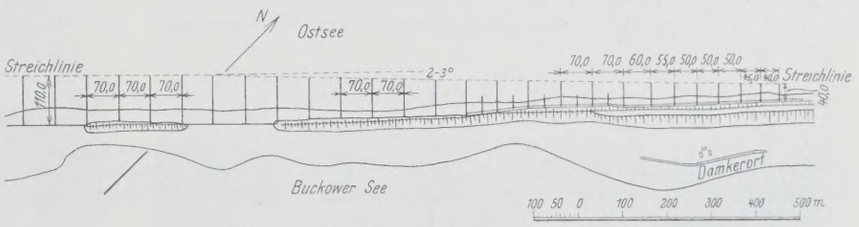


Abb. 25. Ostende der Buhnengruppe bei Damkerort.

nach Osten zu verlängert. Dabei ist für die Streichlinie eine noch flachere Neigung gegen den Küstenverlauf vorgesehen. Der Winkel beträgt nur 2°, so daß die Übergangsstrecke zum ungeschützten Strande etwa 1,2 km lang wird.

Trotz der allmählichen Verkürzung der Buhnen nach Osten ist ihr Abstand voneinander nicht verringert, sondern das Maß von 70 m gleichmäßig bis zur kürzesten Buhne beibehalten worden. Diese Anordnung hat sich hier bei Damkerort jedoch als unzweckmäßig erwiesen. Da die Wellen der Hauptwindrichtung nahezu senkrecht in die Buhnenfelder hineinstehen, laufen sie auch in fast gerader Richtung gegen das Ufer an. Dabei haben sie tatsächlich den Strand, der ohnehin nicht sehr breit war,

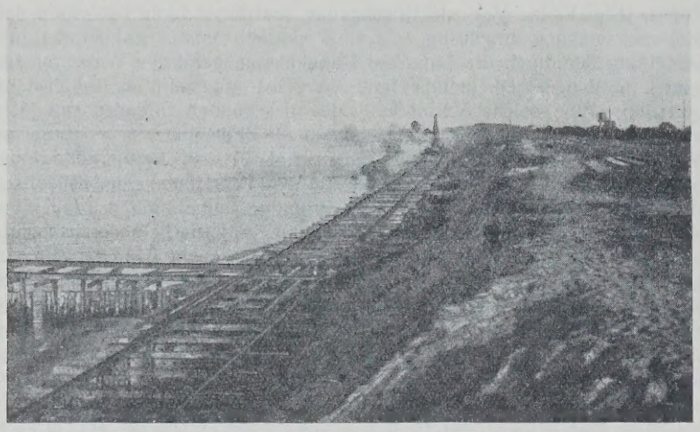


Abb. 26. Im Bau begriffenes Faschinendeckwerk am Ostende der Buhnengruppe bei Damkerort.

abgespült und auch die Vordüne angegriffen. Um diesem Landverluste Einhalt zu tun, mußten kürzere Zwischenbuhnen eingefügt werden, wodurch die Breite der Buhnenfelder verringert worden ist. Auch wurde eine starke Faschinenmatratze am Fuße der Vordüne verlegt. Diese Sicherungsmaßnahmen haben durchaus Erfolg gehabt. Auf Grund dieser Erfahrungen wird auf dem neu herzustellenden Abschlusse die Breite der Buhnenfelder nach Osten hin entsprechend der Abnahme der Buhnenlänge gleichfalls verringert. Außerdem soll vorsichtshalber auch das Faschinendeckwerk zum Schutze der Vordüne etwas über die östlichste Buhne hinaus verlängert werden (Abb. 26).

Der ungünstige Erfolg des ersten Abschlusses erklärt sich daraus, daß die Buhnenanlage noch im Bau begriffen ist und daher noch nicht

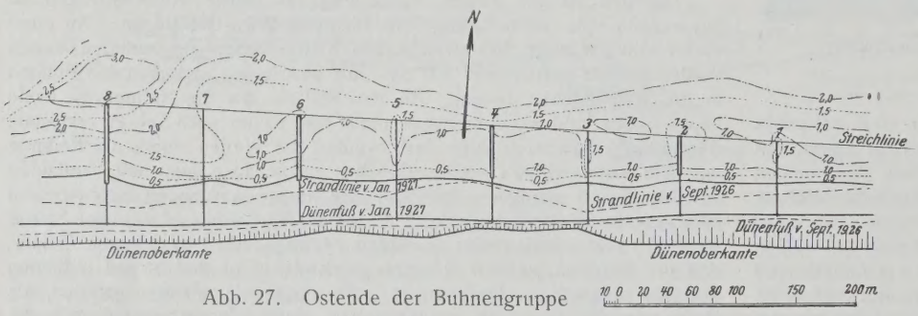


Abb. 27. Ostende der Buhnengruppe vor Henkenhagen.

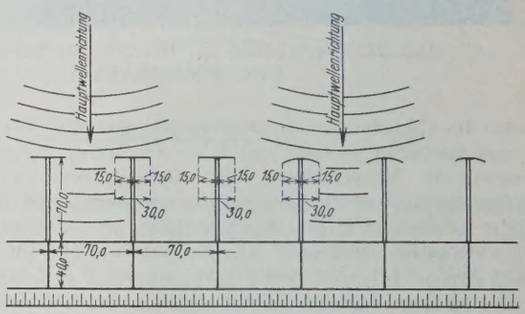


Abb. 28. Anordnung von kurzen Querwänden an den Köpfen von Buhnen.

auf die Erhaltung des Strandes wirken kann. Auch bestand noch zwischen zwei Buhnen der notwendige Ausfluß des Buckower Sees. Infolgedessen konnte der Sandflug von Westen her noch nicht über die ganze Anlage hinweg bis zum östlichen Ende der Buhnengruppe gelangen, weil er durch das laufende Tief unterbrochen ist. Die endgültige Entwässerung des Buckower Tiefs ist an eine andere Stelle 3 km weiter östlich der Schutzanlage gelegt und inzwischen fertiggestellt. Sobald die bisher aufrechterhaltene Öffnung in der Buhnengruppe geschlossen ist, wird bei der starken Sandwanderung, die hier an der Küste herrscht, in kurzer Zeit mit einer Verlandung aller Buhnenfelder gerechnet werden. Dann wird

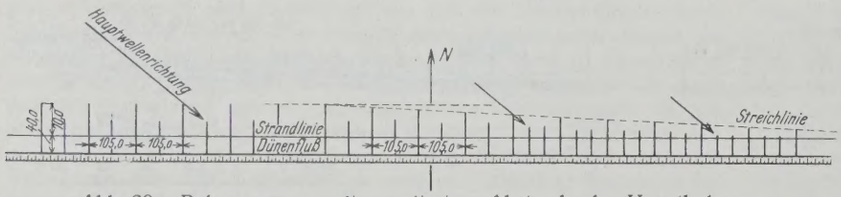


Abb. 29. Buhnengruppe mit erweitertem Abstande der Hauptbuhnen.

sich zeigen, ob der besonders langgestreckte Abschluß im Osten die gehegte Erwartung erfüllt und einen günstigen Übergang darstellt.

Dieselbe allgemeine Form des Abschlusses am Ostende ist auch bei der zum Schutze des Dorfes Henkenhagen, östlich von Kolberg, im Bau begriffenen Buhnenanlage angewendet worden (Abb. 27). Diese Gruppe besteht aus 22 Buhnen und soll eine Uferstrecke von 1,8 km decken. Die Bauausführung geschieht in drei Jahresabschnitten. Der Übergang im Osten spielt sich hier auf einer Strecke von 500 m ab und umfaßt sieben Buhnenfelder. Die Streichlinie ist unter 4° gegen den allgemeinen Küstenstrich geneigt. Bisher hat sich dieser Abschluß bewährt. Der Strand im Osten läßt keinerlei ungünstige Veränderungen gegen seinen ursprünglichen Zustand erkennen. Die im ersten Baujahre 1926/27 fertiggestellten elf Buhnen sind so gut verlandet, daß in ihrem Bereiche der Strand bereits um 5 bis 10 m vorgerückt ist. Die Buhnenfelder behalten aber hier im Gegensatze zu der Anordnung bei Damkerort durchweg bis zum Ostende der Gruppe die gleiche Breite von 70 m bei. Da vor Henkenhagen die Hauptwellenrichtung schräg gegen das Ufer steht, wird die Kraft der Brandung durch die Buhnen geschwächt, so daß die Wellen, trotz der größeren Breite der Felder zwischen den kürzer werdenden Buhnen, innerhalb der Übergangsstrecke weniger Schaden am Strande anrichten können.

Wenn an einer senkrecht zur Hauptwind- und -wellenrichtung liegenden Küstenstrecke die Kraft der Brandung vor ihrem Eintritt in die Buhnenfelder zur Verhinderung von Ausbrüchen am Strande gebrochen werden muß, ist die Einfügung von halblangen Zwischenbuhnen nicht das einzige Mittel, die anlaufenden Wellen unschädlich zu machen. Dieselbe Wirkung läßt sich dadurch erreichen, daß beiderseits neben den Buhnenköpfen in gleicher Höhe wie die vordersten Pfähle kurze Querwände aus einer Pfahlreihe angesetzt werden (Abb. 28). Diese Sporen erhalten zweckmäßig eine Länge von etwa $^1/_4$ der Buhnenbreite und können entweder gleichlaufend mit dem Strande stehen oder werden etwas nach innen gekrümmt. Durch diese kleinen Längswerke in Flucht der Streichlinie werden die ankommenden Wellen aufgehalten und gezwungen, sich zu teilen. Dabei verlieren sie ihren Zusammenhang und verlangsamen ihre Geschwindigkeit. Die weitere Folge ist, daß sich Sinkstoffe absetzen und die Verlandung der Buhnenfelder fördern.

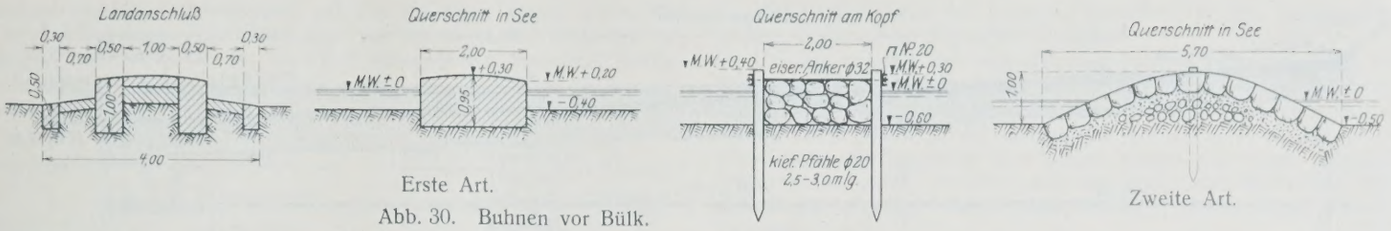
Die geringste Anzahl Buhnen, die zur Deckung einer abbrüchigen Uferstrecke nötig sind, sollte erfahrungsgemäß nicht weniger als 12 bis 15 betragen, weil von diesen mindestens je zwei Werke auf den beiderseitigen Übergang zu dem ungeschützten Strande entfallen. Die mittleren 8 bis 10 Buhnen bilden dann die eigentliche Sicherung des Ufers, die sich somit auf 700 bis 800 m erstreckt.

Bei dem Vorherrschen der Sandwanderung von West nach Ost wird zweckmäßig mit dem Bau der Buhnen im Osten begonnen und damit der Sandwanderung entgegengeschritten. Da der Fortgang von Buhnenbauten an der offenen See naturgemäß sehr von der Gunst des Wetters und des ruhigen Seeganges abhängt, kann in einem Jahre nur ein bestimmter Teil ausgeführt werden. Erfahrungsgemäß ist es möglich, in einem Baujahre bis zu 10 Buhnen herzustellen. Wenn daher eine Buhnengruppe mittlerer Größe aus 20 und mehr Buhnen besteht, so reicht ein einziges Baujahr nicht aus. In dieser Zeit muß damit gerechnet werden, daß die noch nicht geschützte Strecke weiter abbricht. Deshalb kann der Fall eintreten, eine besonders gefährdete Küstenstelle so schnell wie möglich unter einigermaßen wirksamen Schutz zu bringen. Dann empfiehlt sich, entweder zunächst eine um die andere Buhne beim Bau auszulassen oder von vornherein die Buhnenabstände um etwa das $1^1/_2$fache des üblichen Maßes zu vergrößern (Abb. 29). Auf diese Weise läßt sich dann in einem Jahre gleich eine entsprechend längere Küstenstrecke sichern. Alsdann wäre abzuwarten, in welchem Maße die breiteren Felder verlanden. Im Bedarfsfalle können ohne Schwierigkeiten die fehlenden Hauptbuhnen oder auch kürzere Zwischenbuhnen, vielleicht in leichterer Bauart, eingefügt werden.

4. Querschnitt der Buhnen.

Ebenso wie in der allgemeinen Anordnung von Buhnenanlagen und in der Neigung der einzelnen Werke keinerlei Einheitlichkeit herrscht, weist auch die eigentliche Bauart der Seebuhnen, die Ausbildung ihres Querschnittes, die größte Verschiedenheit auf. Es sind an der Ostseeküste Querschnitte aller Art zur Ausführung gekommen.

Naturgemäß befinden sich die leichteren Werke an den Ufern der westlichen Ostseeküste. Diese sind nicht so schwerem Seegange ausgesetzt wie die Küstenstrecken in der östlichen Ostsee, weil die dänischen Inseln immerhin einen guten Schutz bieten. Dazu kommt, daß die west-



Erste Art. Zweite Art.

Abb. 30. Buhnen vor Bülk.

lichen Winde den Wasserstand in der großen Kieler Bucht ziemlich beträchtlich erniedrigen, so daß der Seegang den Ufern weniger schadet. Dagegen können die Winde aus den östlichen Richtungen zeitweise recht starken Seegang entwickeln. Dieser ist für die ganzen Ufer der westlichen Ostsee gefährlich, zumal die Ostwinde zu gleicher Zeit den Wasserstand hoch anstauen.

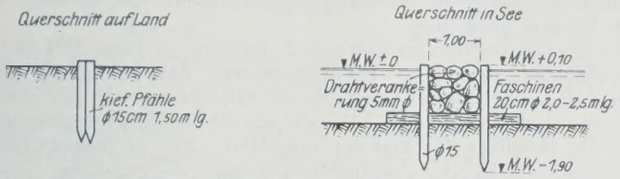


Abb. 31. Buhnen vor Schleimünde.

Auch die Nordküste der Insel Zingst, deren Ufer ganz flach sind, hat eine ähnlich geschützte Lage. Hier haben sich gleichfalls leichte Werke als völlig ausreichend und wirkungsvoll erwiesen. Weiter nach Osten hin werden die Buhnen immer kräftiger. Nur die ostpommersche Küste macht eine Ausnahme, trotz ihrer sehr offenen Lage gegen alle Winde, die aus den beiden nördlichen Quadranten kommen.

Die Ostseebuhnen unterscheiden sich grundsätzlich von den an der Nordsee üblichen Werken durch ihre viel leichtere Bauart. Im Ostseegebiete herrschen als Hauptbaustoffe für die Buhnen mehr Holz und Faschinen, an der Nordsee hauptsächlich schwere Steine auf Faschinenunterlage vor. In den letzten Jahren sind zum Schutze der Insel Sylt am Weststrande von Westerland Versuche mit Buhnen aus Eisenbeton angestellt worden. Diese Werke bestehen aus einer dichten Reihe von Eisenbetonpfählen, die viereckigen Querschnitt haben und mit Nut und Feder versehen sind.

Die zum Schutze der Leuchtfeueranlage bei Bülk in der Kieler Förde von der ehemaligen Marine-Verwaltung angelegten Buhnen ähneln zum Teil den Nordseebuhnen (Abb. 30). Einige sind wie diese als flache, 1,5 m hohe Steinrippen mit einer Breite von 8 m auf dem Seegrunde ausgebildet. Ihr Landanschluß ist erheblich schwächer gehalten und aus Beton hergestellt. Andere Werke dieser Buhnengruppe sind einfacherer Art und stellen einen nur 2 m breiten Betonkörper dar, der auf einer Steinschicht liegt. Die dritte Art besteht aus einer 2,5 m breiten und 1,5 m hohen Steinschüttung, die von zwei Reihen Pfählen gehalten wird. Die Pfähle haben nur 3 m Länge und einen Abstand von 0,6 m. Da hier der Seegrund fester Tonboden ist, sind die Steine ohne Faschinenunterlage verlegt.

Die gleiche Bauart haben die 16 Buhnen erhalten, die zur Festlegung des Strandes vor dem Seebade Grömitz auf der Westseite der Lübecker Bucht angelegt sind.

Derselbe Querschnitt in schwächerer Form wiederholt sich bei den Buhnen, die zur Sicherung der sogen. Lotseninsel bei dem Leuchtfeuer in Schleimünde dienen. Für den Landanschluß ist die doppelreihige Pfahlbuhne gewählt (Abb. 31).

Die leichtesten Buhnen befinden sich auf der Nordseite der Halbinsel Zingst. Sie sind hier ohne Pfähle gebaut. Auf einer Faschinenpackung von 3 bis 4 m Breite werden bis zu 0,5 m³ große Bruchsteine mit glatten Flächen so gelegt, daß sie der See möglichst wenig Angriffsfläche bieten. Der Kopf liegt auf etwa 1,3 m Wassertiefe und ist durch ein abgetrepptes Sinkstück gesichert. Wesentlich ist, daß nach Möglichkeit nur lange, über drei bis vier Faschinen reichende Steine zur Verwendung kommen (Abb. 32 bis 35).

Andere Buhnen einfacher Bauart kommen vor an der Ostküste der Insel Rügen, z. B. bei Thiessow, sowie auf den Inseln Ruden und Greifswalder Oie. Abbildungen dieser Werke finden sich in dem Aufsatze von Germelmann, Zentralbl. d. Bauverw. 1908, Nr. 26.

Die ursprüngliche Art der Ostseebuhne, die Hagen eingeführt hat, ist

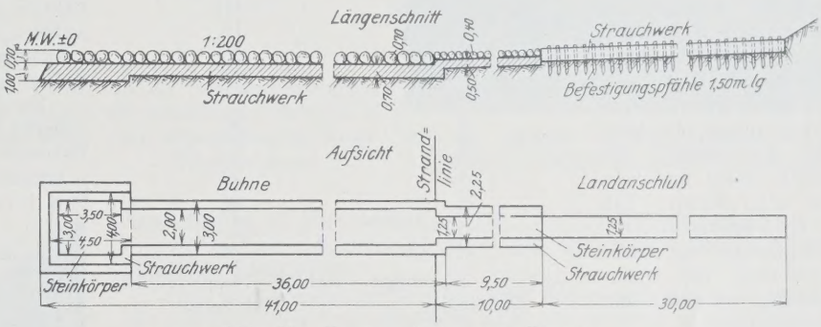


Abb. 32. Faschinenbuhne auf Zingst.

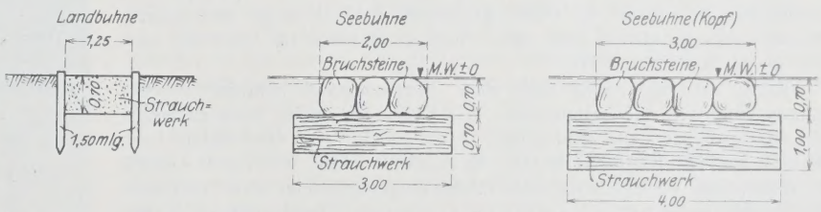


Abb. 33. Faschinenbuhnen auf Zingst. Querschnitte.

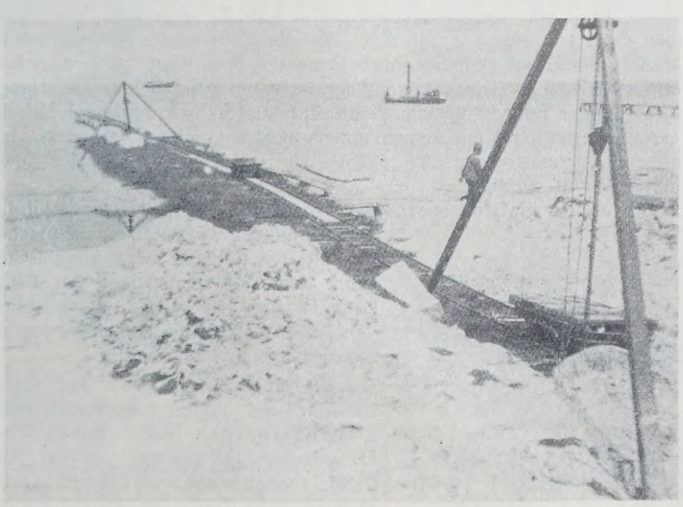


Abb. 34. Faschinenbuhnen auf Zingst. Herstellung des Landanschlusses.

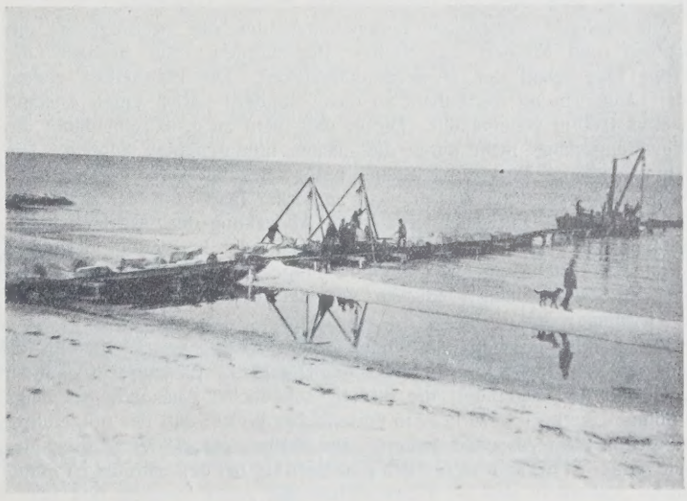


Abb. 35. Faschinenbuhnen auf Zingst. Herstellung des seeseitigen Teiles. Verbauen mittels Freibocks, da Steinprahm nicht heranschwimmt.

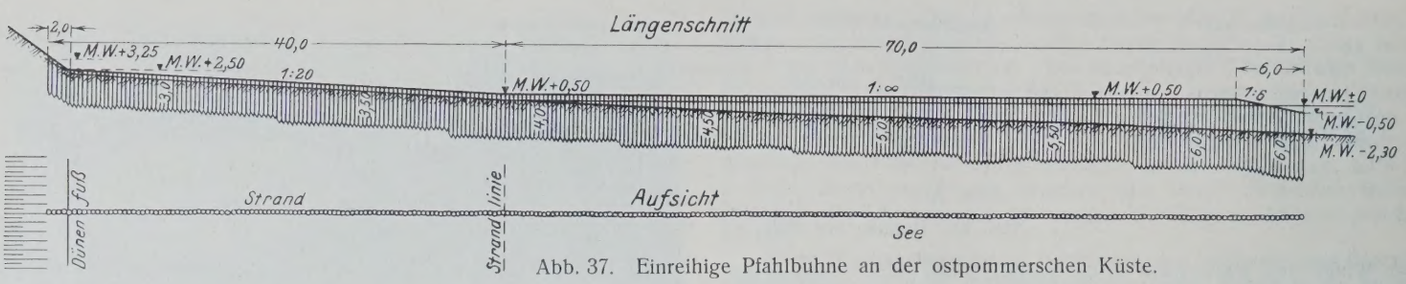


Abb. 37. Einreihige Pfahlbuhne an der ostpommerschen Küste.

eine Pfahlbuhne, die aus einer einzigen Reihe dicht hintereinander eingerammter Rundholzpfähle besteht (Abb. 36). Diese Buhnen sind sowohl die einfachsten als auch die billigsten Werke. Ihre Bauart hat sich bis auf die neueste Zeit erhalten. An der ostpommerschen Küste finden solche Buhnen noch heute Verwendung (Abb. 37). Im großen ganzen haben sie sich hinsichtlich ihrer Wirkung auf die Strandverbreiterung günstig und auch als einigermaßen widerstandsfähig erwiesen, wenn die Pfähle tief genug in den Boden eingerammt sind. Immerhin haben sie doch allerhand Mängel. Ihr größter Nachteil besteht darin, daß die Pfahlwand durch die Einwirkung der Brandungswellen allmählich ganz glatt wird. Die dicht nebeneinanderstehenden Pfähle bilden dann eine senkrechte Leitwand und begünstigen die Wirkung schädlicher Längsströmungen, die an der Buhne entlang hoch auf den Strand auflaufen können und beim Rückwege nach der See Auskolkungen verursachen. Hierbei werden oft einzelne Pfähle ausgespült. Auch das Eis lockert die Pfähle leicht und hebt sie dann heraus. Die Lebensdauer dieser Pfahlbuhnen ist daher beschränkt, ihre Unterhaltung schwierig und kostspielig.

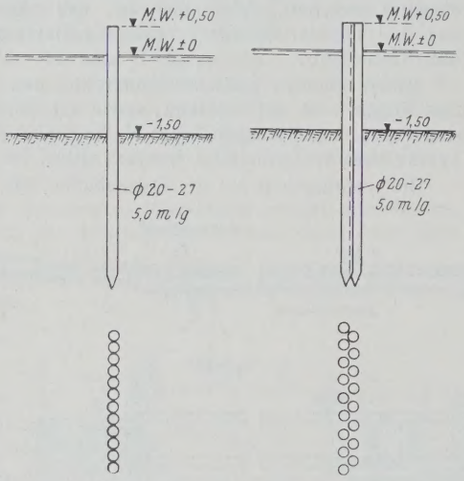


Abb. 36. Einreihige Pfahlbuhne.

Abb. 38. Doppelreihige Pfahlbuhne.

Eine etwas größere Festigkeit haben die Pfahlbuhnen mit doppelten Pfahlreihen, bei denen die Pfähle gleichfalls dicht an dicht, aber gegeneinander versetzt stehen (Abb. 38). Auch sie nehmen im Laufe der Zeit eine glatte Außenfläche an.

Wenn auch die Pfähle nicht dicht nebeneinander gerammt werden können, bilden beide Buhnenarten doch verhältnismäßig undurchlässige und dichte Wände. Die Erfahrungen haben gelehrt, daß eine Buhne kein gänzlich starrer Körper sein darf. Es ist nicht richtig, wenn dem Anprall der Wellen eine völlig geschlossene Fläche entgegengesetzt wird. Vielmehr muß der Buhnenkörper wasserdurchlässig sein. Das Wasser soll in den Körper eindringen können. Dadurch wird die Gewalt der anlaufenden Wellen stark gemäßigt, und Auskolkungen werden vermieden.

Aus diesen Überlegungen heraus entstanden die zweireihigen, mit Faschinen und Steinen ausgefüllten Pfahlbuhnen. Sie besitzen die günstige Eigenschaft der Wasserdurchlässigkeit. Die Pfahlreihen stehen in der Längsrichtung nicht dicht an dicht, sondern haben einen Abstand von etwa 0,60 m voneinander. Dieser darf nicht zu groß sein, damit die Beschwerungssteine nicht durch die Lücken hindurchfallen können. Die Faschinenpackung wird durch Steine beschwert und dadurch zusammengepreßt, damit sie unter Wasser nicht zu locker liegt und auch nicht aufschwimmen kann. Entweder werden zur Abdeckung der Faschinen natürliche Feldsteine oder Bruchsteine verwendet, oder es werden besonders geformte Betonsteine an Ort und Stelle hergestellt und eingebracht. Die Wahl der Steinart hängt lediglich von den Kosten ab und ist somit eine Geldfrage.

Ein derartig beschaffener Buhnenkörper gewährt den Wellen bis zu einem gewissen Maße Eintritt und sogar Durchlaß. Er schwächt dadurch ihre Gewalt und verhindert die Bildung schädlicher Auskolkungen längs der Buhne. Zugleich bewirkt er in vorteilhafter Weise, daß der mitgeführte Sand besser zum Absetzen kommt. Ihr Einfluß auf die Verlandung der Buhnenfelder ist deshalb wesentlich günstiger als bei den einreihigen Pfahlbuhnen. Außerdem sind sie widerstandsfähiger gegen Seegang und Eis.

Diese zweireihigen Buhnen mit Zwischenfüllung haben ihrer Vorzüge wegen allmählich die ein- und doppelreihigen Werke verdrängt und sind mit verschiedenen Abweichungen in der Querschnittsform an vielen Stellen der Ostseeküste zur Anwendung gekommen, z. B. an der Insel Usedom beiderseits vom Streckelsberge, östlich der Dievenow-Mündung, an den mecklenburgischen Küsten, bei Cranz und bei Neukuhren. Auch für die neu begonnene Sicherung der Nordküste des Samlandes sind derartige zweireihige Buhnen vorgesehen.

An der ostpommerschen Küste sind erstmalig im Jahre 1904 bis 1906 bei Sorenbohm zweireihige Pfahlbuhnen mit Zwischenfüllung gebaut worden. 30 solcher Werke liegen frei vor der Ufermauer als gemeinsamer Schutz des Dorfes Sorenbohm. Danach wurden aus Sparsamkeitsgründen weiter nur einreihige Pfahlbuhnen ausgeführt. Erst in jüngster Zeit ist man wieder zum Bau von zweireihigen Buhnen übergegangen. Bei der Uferschutzanlage vor Henkenhagen wechseln einreihige mit zweireihigen Buhnen ab. Das gleiche ist für die Buhnengruppe östlich von Bauerhufen beabsichtigt, mit deren Bau begonnen ist. Die Anwendung beider Arten von Buhnen nebeneinander bezweckt, weitere Erfahrungen über die verschiedene Wirkung und Bewährung zu sammeln.

Schon jetzt ist ein Urteil über den Vorzug der zweireihigen Pfahlbuhnen gegenüber den einreihigen möglich. Peilungen, die im Winter 1926/27 neben den vor Henkenhagen fertiggestellten Buhnen ausgeführt wurden, zeigen deutlich, daß entlang den einreihigen Buhnen die Längsströmungen Vertiefungen hervorrufen, und daß diese dagegen bei den zweireihigen wasserdurchlässigen nicht eintreten (Abb. 27).

Die hauptsächlichen Unterschiede in den Querschnitten der zweireihigen Buhnen bestehen in der Neigung der Pfähle, in der Breite des Buhnenkörpers und in der Stärke der Faschinenlage. Es ist von Wert, festzustellen, daß jedes Küstengebiet für sich eine bestimmte Querschnittsform herausgebildet hat und an dieser festhält.

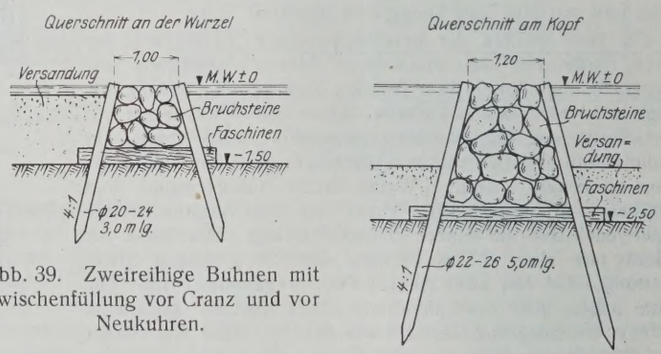


Abb. 39. Zweireihige Buhnen mit Zwischenfüllung vor Cranz und vor Neukuhren.

Der Querschnitt der an der ostpreußischen Küste gebräuchlichen Buhnen (bei Cranz und Neukuhren) ist in Abb. 39 dargestellt. Die Pfähle haben die starke Neigung von 4:1. Die obere Breite des Körpers beträgt 1 m, die untere auf dem Seegrunde kurz vor dem Kopfe nach dem Entwurfe etwa 1,90 m. Die Faschinenlage ist kaum 0,5 m hoch. Die Hauptausfüllung der Buhnen besteht somit nur aus Steinen. Dadurch ist die Wasserdurchlässigkeit des Buhnenkörpers nicht unerheblich verringert. Für die neuen Buhnen vor der Nordküste des Samlandes ist derselbe Querschnitt gewählt worden.

Die an der ostpommerschen Küste vor Sorenbohm ausgeführten 30 zweireihigen Pfahlbuhnen entsprechen in ihrem Querschnitte den ostpreußischen (Abb. 40). Der Querabstand der Pfahlköpfe ist aber hier auf 1,20 m verbreitert worden. Auch die Faschinenpackung hat eine größere Stärke erhalten.

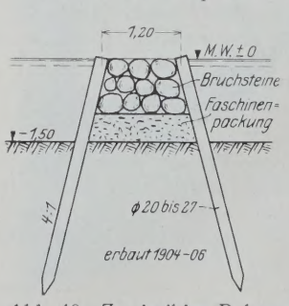


Abb. 40. Zweireihige Buhnen vor Sohrenbohm.

Bei den Buhnen vor den Inseln Usedom und Wollin, beiderseits vom Streckelsberge und östlich der Dievenow-Mündung, stehen die Pfähle senkrecht in einem Querabstande von 2 m. Die Ausfüllung besteht etwa je zur Hälfte aus Faschinen und Beschwerungssteinen. Die starke

Verbreiterung des Buhnenkörpers auf 2 m hat ihren Grund darin, daß in der Swinemünder Bucht und auch vor der Küste bei Dievenow der Eisangriff sehr erheblich ist, und daß infolgedessen besonders kräftige Werke nötig sind (Abb. 41).

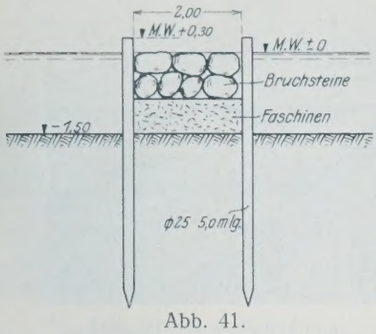


Abb. 41.
Buhnen an der vorpommerschen Küste (Streckelsberg, Dievenow-Mündung).

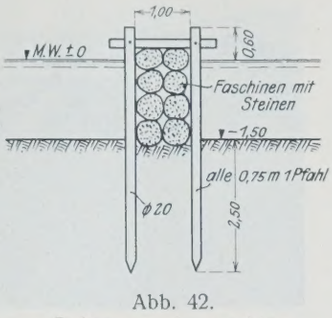


Abb. 42.
Buhnen an der mecklenburgischen Küste (Warnemünde, Müritz).

Eine bemerkenswerte Abart der zweireihigen Pfahlbuhnen ist an den mecklenburgischen Küsten beliebt (Abb. 42). Auch hier stehen die Buhnenpfähle senkrecht und haben eine Lichtweite von 1 m. Die Ausfüllung zwischen den Pfählen wird nicht aus Faschinenlagen, sondern aus zwei Reihen übereinandergelegter Sinkwalzen gebildet. Die Abdeckung durch Steine erübrigt sich dann. Der Abstand der Pfähle in der Längsrichtung beträgt 0,75 m.

Auch für die landseitigen Teile der Buhnen, die Landanschlüsse, kommen die verschiedensten Querschnittformen vor.

Bei den Cranzer Buhnen ist der Querschnitt der seeseitigen Strecke in entsprechend verkleinertem Maße ein Stück in den trockenen Strand hineingeführt. Hieran setzt sich der landseitige Teil als einreihige Pfahlbuhne; diese reicht bis zum Fuße der Vordüne.

Für die neuen Buhnen an der Nordküste des Samlandes ist als Landanschluß eine 2 m breite und 0,5 m hohe Steinlage gewählt, die bei Sandboden auf einer flachen Faschinenmatratze, bei Tonboden unmittelbar auf diesem aufliegt.

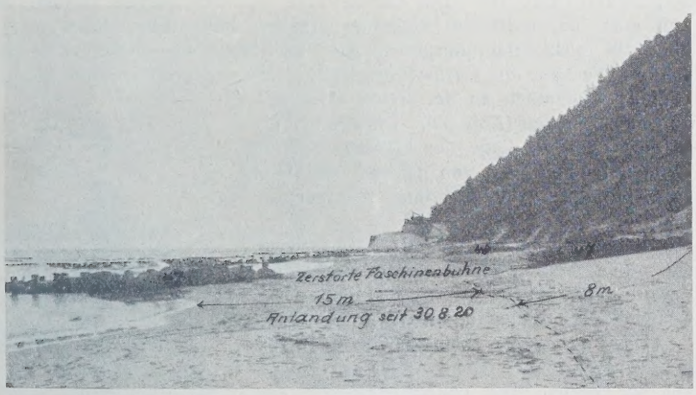


Abb. 43. Zerstörte Faschinenbuhnen auf Land zwischen Streckelsbergmauer und Hotel Seeblick.

Die zweireihigen Buhnen an der Küste der Inseln Usedom und Wollin haben neuerdings auf Land den gleichen 2 m breiten Querschnitt wie im Wasser erhalten. Vordem bestanden die Landbuhnen nur aus einer breiten Rippe unbeschwerter Faschinen, die mittels Bückingscher Erdanker befestigt waren. Diese Bauweise hatte sich aber nicht bewährt. Die Faschinen wurden in kurzer Zeit auseinandergerissen. Die Ankerdrähte rosteten durch und brachen ab (Abb. 43).

Bei Untersuchung der einzelnen Bauarten auf ihre Zweckmäßigkeit kommt Verfasser zu folgendem Urteile.

Die Querschnitte der ostpreußischen Buhnen haben eine recht flache Faschinenpackung. Dadurch wird die unbedingt notwendige Wasserdurchlässigkeit des Buhnenkörpers vermindert. Dieser Buhnenquerschnitt stellt ein zu starres Bauwerk dar und hat fast genau die Form, die für einen Molenkörper die gegebene ist. Buhnen dürfen aber weder Molen noch Wellenbrecher sein. Ihr Kern soll den anlaufenden Wellen als Polster dienen und pufferartig wirken. Steinschüttungen besitzen diese notwendige Eigenschaft nicht.

Die Pfahlneigung von 4:1 erscheint übermäßig schräg und ist nur dort angebracht, wo als Beschwerung der Faschinenpackung Bruchsteine verwendet werden. Wenn dagegen Betonsteine als Beschwerung vorgesehen sind, muß die Stellung der Pfähle zweckmäßig steiler sein, damit die Steine beim Setzen der Faschinenpackung von den Pfählen gehalten werden und sich nicht zu sehr verkanten oder versacken.

Die vorpommerschen Buhnen mit Zwischenfüllung haben zwar eine höhere Faschinenpackung, jedoch ist ihre Breite von 2 m zu reichlich bemessen und könnte unbeschadet ihrer Widerstandsfähigkeit auch gegen stärkeren Eisschub sehr wohl verringert werden. Namentlich gilt diese

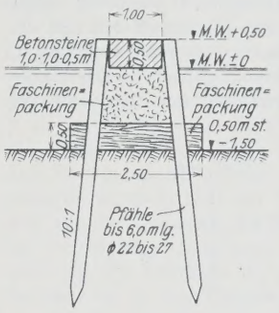


Abb. 45. Neuester Querschnitt der zweireihigen Buhnen an der ostpommerschen Küste (Henkenhagen).

Abb. 46. Neueste zweireihige Buhne in Ostpommern. Abdeckung durch Betonsteine.

Beschränkung für den landseitigen Teil. Die Landbuhnen werden erfahrungsgemäß weit weniger vom Seegang angegriffen, können daher unbedingt schwächer gehalten sein.

Das mecklenburgische Vorbild dürfte sich nur für Strecken eignen, die geringerer Brandung ausgesetzt sind. Für so offen liegende Küsten wie die pommerschen und die ostpreußischen sind sie zu leicht und schwach. Auch starkem Eisangriffe würden sie nicht gewachsen sein.

In gerechter Abwägung aller Vorzüge und Schwächen, die den verschiedenen Buhnen an der deutschen Ostseeküste anhaften, ist für die ostpommersche Küste eine Buhne entworfen worden, die eine Vereinigung der zweireihigen mit den einreihigen Buhnen darstellt (Abb. 44).

Die Seebuhne hat zwei Reihen Pfähle und ist oben im lichten 1 m breit. Die Pfähle sind nur 10:1 geneigt mit Rücksicht darauf, daß die Faschinenpackung durch Betonsteine abgedeckt wird. In Ostpommern ist die Beschaffung von Bruchsteinen zu teuer. Billiger wird die Herstellung von Betonsteinen an Ort und Stelle unter Verwendung von scharfem Strandsand. Wenn die Pfähle schräg stehen, entsteht durch die trapezförmige Querschnittsfläche ein etwas stärkerer Körper als bei senkrechter Stellung der Pfähle. Er besitzt eine größere Standsicherheit, namentlich gegen Kippen bei starken seitlichen Eisangriffen. Die Faschinenpackung bildet $^2/_3$ der ganzen Ausfüllung des Buhnenkörpers. Dadurch ist die Wasserdurchlässigkeit der Buhne und die Rauheit ihrer Außenwände in günstiger Weise erhöht. Um die schädliche Wirkung der Längsströmungen auf die Sohle beim Rücklauf der Wellen an der Buhne entlang soweit als möglich auszuschalten, wird die unterste Faschinenlage quer und außerdem durch die Pfähle hindurchgelegt, so daß sie beiderseits aus

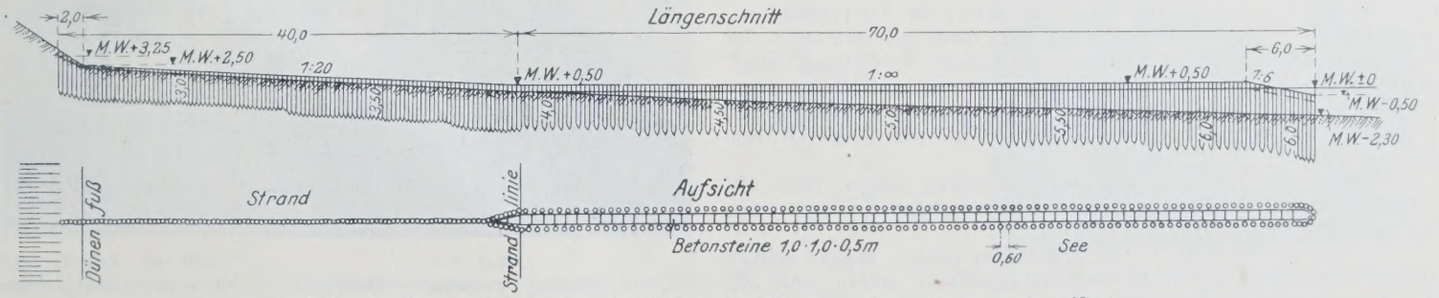


Abb. 44. Zweireihige Seebuhne mit Zwischenfüllung an der ostpommerschen Küste.

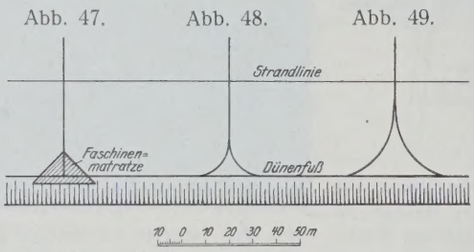
dem Buhnenkörper herausragt. Auf dieser Lage ruht dann die eigentliche Faschinenpackung in der Längsrichtung der Buhne (Abb. 45). Die zur Beschwerung dienenden Betonsteine haben eine Fläche von 1 × 1 m und sind 0,5 m stark. Ihr Gewicht ist somit groß genug (Abb. 46).

Während die Pfähle in der Längsrichtung im Abstande von 0,60 m stehen, sind sie am Kopfe der Buhne dicht an dicht gerammt. Hier findet naturgemäß der Angriff der Wellen und des Eises am stärksten statt. Der Kopf ist halbkreisförmig ausgebildet. Die unterste Lage der Faschinen wird hier strahlenförmig mit Überstand nach außen verlegt. Bei Seebauwerken sollen ohnehin grundsätzlich scharfe oder rechtwinklige Ecken vermieden werden.

Für den landseitigen Teil des Werkes wird die einreihige Pfahlbuhne benutzt. Die zweireihige Seebuhne reicht noch etwas in den Strand hinein. Dann geht sie in die einreihige Form über. Der letzte Betonstein muß daher eine keilförmige Gestalt erhalten.

Das Einbinden der Buhnenwurzel in das hohe Ufer geschieht durch geradlinige Verlängerung der einreihigen Buhnen um etwa 2 m in den Vordünenkörper hinein. Zweckmäßig erhält dieses letzte Stück eine schwache Neigung nach oben.

Für die Länge der Pfähle gilt der Erfahrungssatz, daß diese auf der Wasserstrecke grundsätzlich etwa $^2/_3$ ihrer Länge im Boden stecken müssen. Infolgedessen sind für die Kopfstrecke der Seebuhnen 6 bis 7,5 m lange Pfähle nötig. Nach dem Lande zu nehmen die Längen stufenweise ab. Für den auf dem Strande stehenden Teil genügen vom Wasserschlage an Pfähle von 4 m Länge, an der Buhnenwurzel solche von 3 m. Die Stärke der Pfähle nimmt von der Wurzel an bis zum Kopfe der Buhne von 20 bis 28 cm im Durchmesser zu.



Landanschlüsse der neuen Buhnen an der ostpommerschen Küste.

Wie bereits gesagt, muß damit gerechnet werden, daß während des Baues einer Buhnengruppe leicht Umspülungen der Wurzel eintreten. Um solches zu verhindern und die Vordüne vor Beschädigung zu bewahren, ist bei den neuesten Buhnen an der ostpommerschen Küste (bei Damkerort und bei Ost-Deep) an der Wurzel eine dreieckige Faschinenmatratze verlegt worden, die sich noch etwas die Dünenböschung hinaufzieht (Abb. 47). Die auflaufende Welle dringt in die lockere Faschinenlage ein, wodurch ihre Kraft aufgezehrt wird. Bei den Buhnenbauten zum Schutze des Strandes östlich von Rügenwaldermünde ist die Wurzel einiger Buhnen versuchsweise so ausgebildet worden, daß sie in zwei nach außen gehende Bogen ausläuft (Abb. 48). Auf diese Weise wird ein schwalbenschwanzförmiger Abschluß gebildet. Durch die Bogen an der Wurzel soll die längs der Buhne auflaufende Strömung von der Düne hinweg auf den Strand abgeleitet und damit unschädlich gemacht werden. Die Anordnung hat sich bisher gut bewährt. Es ist beabsichtigt, diesen schwalbenschwanzförmigen Landanschluß bereits vom Wasserschlage anzusetzen, damit die Umleitung der Wellenströmung früher beginnen kann (Abb. 49).

Nach den bisherigen Beobachtungen darf gesagt werden, daß sich die ostpommersche Buhne mit dem in Abb. 44 dargestellten Längenschnitte und den soeben beschriebenen Querschnitten allen Anforderungen durchaus gewachsen zeigt, und daß ihre Wirkung auf den Strand bisher in jeder Weise voll befriedigt.

5. Bauausführung der Buhnen.

Zum Einschlagen der Buhnenpfähle werden in den allermeisten Fällen Dampframmen benutzt. Für den landseitigen Teil genügen allerdings auch die einfachen Zug- und Kunstrammen, bei denen der Bär entweder unmittelbar durch Menschenkraft oder von einer Winde gehoben wird. Zur Herstellung der eigentlichen Seebuhnen ist dagegen die fahrbare Dampframme das wirtschaftlichere Gerät. Für den Betrieb einer Dampframme werden nur 5 Mann einschließlich des Heizers gebraucht. Kunstrammen mit Winden erfordern 8 Mann, die einfachen Zugrammen sogar 12 Mann Bedienung.

Der Rammbär muß ein ausreichendes Gewicht haben. Nach den Erfahrungen verdienen Bären von 750 kg unbedingt den Vorzug vor den leichteren.

Um mit den Rammen in See arbeiten zu können, müssen kräftige Gerüste vom Lande aus in die See hinausgestreckt werden (Abb. 50). Auf ihnen werden die Dampframmen, die auf Schienen stehen, hin- und

Abb. 50. Rammgerüste für die Buhnenbauten bei Damkerort.

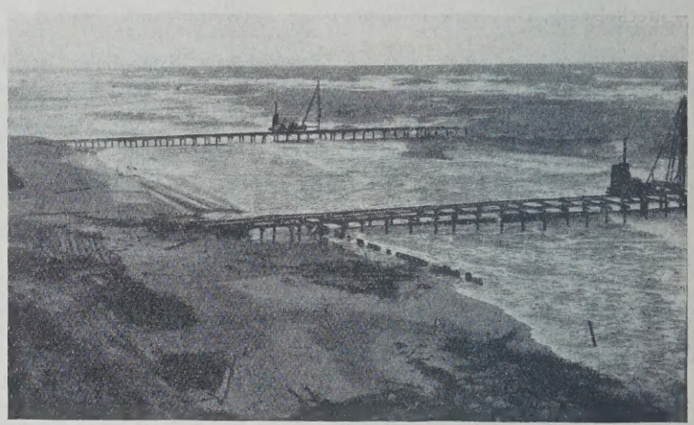


Abb. 51. Rammen der Buhnen vom Gerüst aus vor Jershöft.

hergefahren (Abb. 51). Das Gerüst muß so hoch gestellt werden, daß sich noch bei mittlerem Seegange arbeiten läßt. Eine Höhe von 2 m über MW reicht erfahrungsgemäß aus. Es besteht immer die Gefahr, daß stärkerer Seegang die Gerüste beschädigt. Hiermit muß bei allen Buhnenbauten, namentlich an der freien Seeküste, gerechnet werden (Abb. 52). Die Breite und Stärke, sowie die Lage der Gerüste zu den Buhnen hängen auch von der Art und dem Gewichte der zur Verwendung kommenden Rammen ab.

Bei den Buhnenbauten in Ostpommern sind alle Arten von Rammen vertreten. Dementsprechend haben auch die Gerüste verschiedene Anordnung erhalten.

Das Rammgerüst kann entweder über der zu schlagenden Buhne oder seitwärts von ihr stehen. Die erstere Art wird angewendet, wenn einreihige Buhnen herzustellen sind. In diesem Falle liegt die eine Reihe

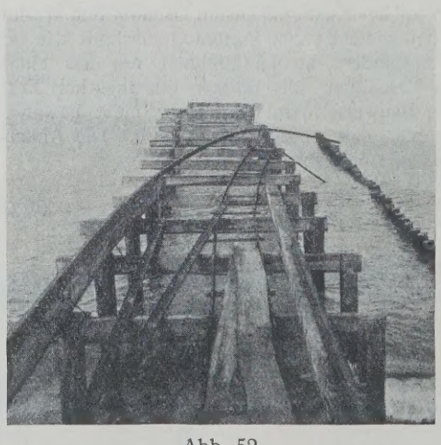


Abb. 52.
Durch Seegang beschädigtes Rammgerüst bei Henkenhagen.

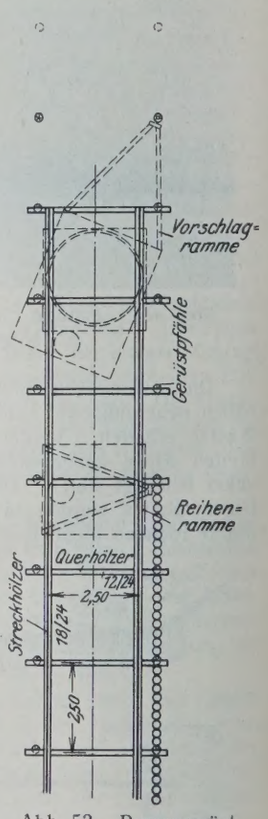


Abb. 53. Rammgerüst für eine einreihige Pfahlbuhne.

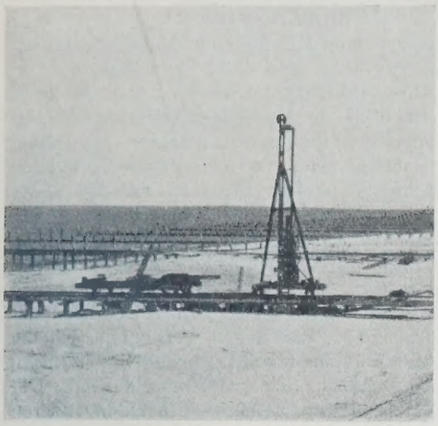


Abb. 54. Reihenramme.

der Gerüstpfähle in der Flucht der Buhne, so daß diese Reihe zugleich als Buhnenpfähle verwertet wird (Abb. 53). Zur Herstellung des Gerüstes wird eine Ramme benutzt, die in Richtung der Buhne arbeitet. Sie schlägt abwechselnd die beiden Reihen der Gerüstpfähle und schreitet so allmählich nach See bis zum Kopfe der Buhne vor. Sie wird dieserhalb „Vorschlagramme„ genannt. Sobald eine Strecke des Gerüstes fertiggestellt ist, wird zum Einschlagen der Buhnenpfähle vom Strande aus eine sogenannte Reihenramme angesetzt. Deren Plattform steht quer zur Buhnenrichtung (Abb. 54). Diese Betriebsart erfordert somit für eine Buhne zwei verschiedene Rammen.

Zum Schlagen der Pfähle zweireihiger Buhnen, noch dazu, wenn die Pfähle geneigt sind, eignen sich die eben genannten Rammen nicht gut. Ihre Verwendung würde für jede Pfahlreihe eine Ramme auf einem besonderen Gerüste verlangen, so daß zwei Gerüste und zwei Rammen erforderlich sind. Dieses Verfahren ist somit sehr kostspielig. Bei den neuen Buhnenbauten an der Nordküste des Samlandes, die im Unternehmerbetriebe ausgeführt werden, wurde im ersten Baujahre anstatt zwei voneinander getrennter Gerüste ein einziges in großer Breite hergestellt. Auf diesem standen quer zur Längsrichtung der Buhne gegeneinander gekehrt zwei Kunstrammen mit Winden zum Anheben der Bären.

Viel weniger umständlich und kostspielig sind die Rammgerüste, die seitwärts von den zu schlagenden Buhnen stehen. Hierbei ist nur ein Gerüst für eine Ramme erforderlich. Diese Ausführungsart wird augenblicklich bei den im Bau begriffenen Buhnen vor Henkenhagen verwendet und erweist sich als ausgezeichnet. Hier sind auch ganz neuzeitliche Dampframmen im Betriebe. Ihr Vorzug besteht darin, daß sie um 360° schwenkbar sind und eine große Ausladung haben. Mit solchen Rammen werden sowohl die Pfähle der Gerüste als auch die der Buhnen eingeschlagen. Das Gerüst muß allerdings in bestimmter Entfernung von der Buhne stehen, die der Ausladung der Ramme entspricht (Abb. 55, 56 u. 57).

Auch bei den eben genannten Buhnenbauten an der Samlandküste werden jetzt die Buhnenpfähle beider Reihen von nur einem seitwärts von jeder Buhne angeordneten schmalen Gerüste aus eingerammt.

Die Verwendung von Dampframmen verteuert durch die Notwendigkeit, besondere Gerüste herzustellen, naturgemäß den Bau von Buhnen in jeder Beziehung recht erheblich. Allerdings sollen die Gerüste nach Fertigstellung einer Buhne jedesmal beseitigt und für die nächste wieder benutzt werden. In den meisten Fällen wird diese Wiederverwendung sogar auch mehrmals möglich sein. Es kann aber auch vorkommen, daß die Kosten des Ausziehens der Pfähle höher werden, als der Holzwert der Pfähle beträgt. In diesem Falle müssen die Gerüstpfahle stehengelassen werden.

Alle diese Schwierigkeiten lassen sich vermeiden, wenn die Pfähle eingespült werden können. Das Einspülen ist jedoch nur dort anwendbar, wo reiner Sandboden vorhanden ist. Liegt unter dem Sande eine Lehm- oder Tonschicht, dann ist Spülbetrieb ausgeschlossen. Ton und Lehm können durch den Spülstrahl, auch wenn er noch so kräftig ist, nicht durchstoßen werden. Der Gebrauch eines Spülgerätes ist somit beschränkt.

Bei den Buhnenbauten an der nördlichen Samlandküste liegen solche ungünstigen Verhältnisse vor. Deshalb können die Pfähle nicht eingespült werden. Der Seegrund besteht hier fast durchweg aus Ton, über dem eine nur lose Sandschicht lagert. Streckenweise treten auch bis zu 3 cm starke steinartige Schichten in Einzelstücken und ganzen Platten auf, die sogar den Rammungen beträchtliche Hindernisse bereiten. Auch bei den Buhnenbauten in der westlichen Ostsee sind die Pfähle nur eingerammt worden, weil der Untergrund sehr stark tonig ist. Das Gleiche war auf der Baustelle bei Damkerort der Fall. Dagegen ist es möglich, bei Henkenhagen stellenweise die Pfähle einzuspülen. Zu dem Zwecke wird auf der Plattform der Ramme eine Kolbenpumpe aufgestellt. Das Spülrohr ist an den Läuferruten befestigt (Abb. 58).

Bei den Buhnenbauten westlich der Regamündung bei Ost-Deep wurde die Spülpumpe auf ein Floß gesetzt, so daß besondere Gerüste dazu entbehrlich waren. Bei der kurzen Entfernung der Baustelle bis zur Regamündung konnte das Floß, sobald stärkerer Seegang eintrat, sofort in den Fluß eingeschleppt und in Sicherheit gebracht werden (Abb. 59).

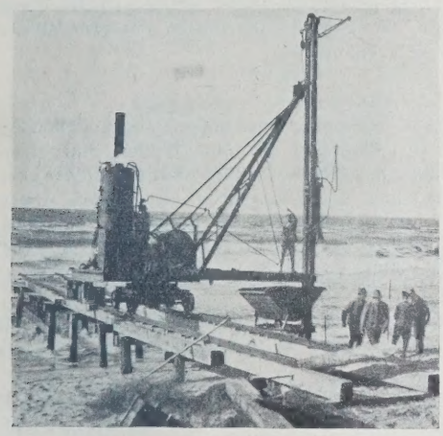


Abb. 56.

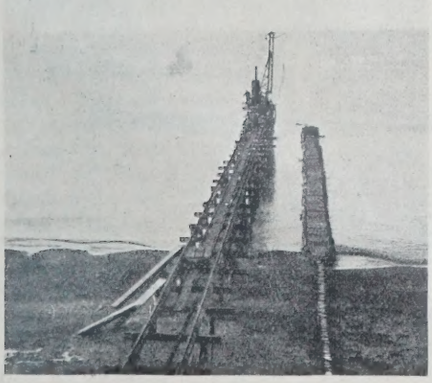


Abb. 57.
Neuzeitliche schwenkbare Dampframme für Buhnenbauten.

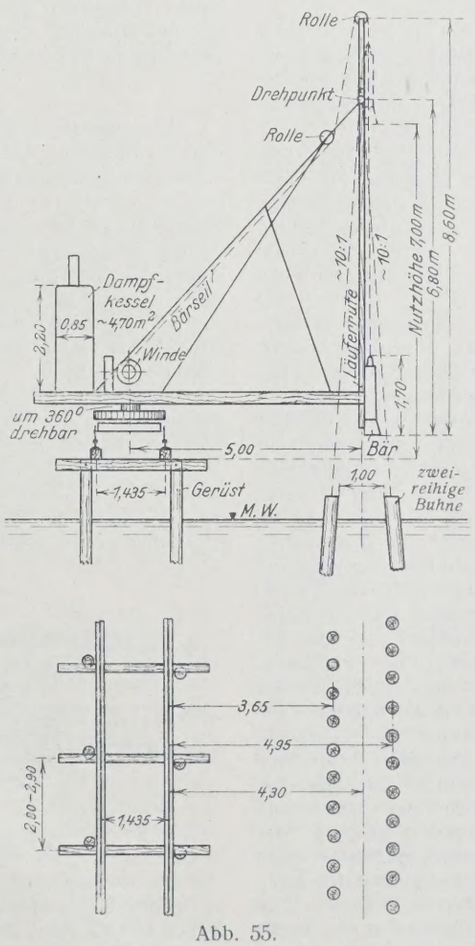


Abb. 55.
Rammen einer zweireihigen Buhne.

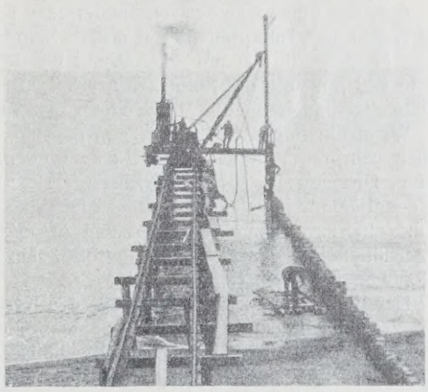


Abb. 58. Einspülen von Buhnenpfählen von der Dampframme aus.

Abb. 59. Einspülen von Buhnenpfählen ohne Gerüst vom Floß aus.

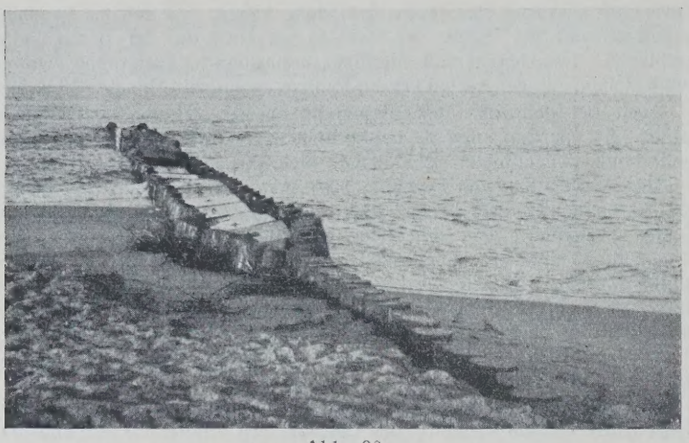


Abb. 60.
Ungleichmäßiges Setzen der Ausfüllung von zweireihigen Buhnen.

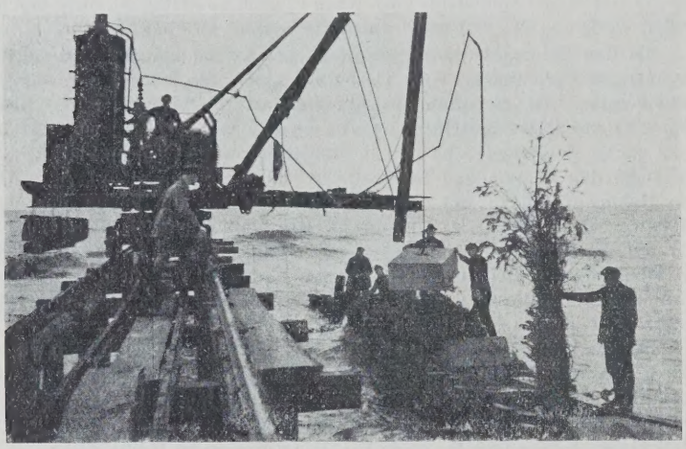


Abb. 61. Verlegen der Betonsteine mittels der Dampframme.

Auch die Buhnen an der vorpommerschen Küste auf den Inseln Usedom und Wollin sind zum größten Teil mittels Spülbetriebes hergestellt worden. Diese Möglichkeit war mit der Grund für die unverhältnismäßig große Breite von 2 m, die der Buhnenkörper hat. Diese Breite wird aus Zweckmäßigkeitsgründen für die Verwendung des Spülgerätes benötigt.

Wenn die Bodenverhältnisse günstig sind, wird ein Pfahl durch Einspülen sehr rasch in den Boden eingetrieben. Es empfiehlt sich, dem Pfahle, kurz bevor er die entwurfsmäßige Tiefe erreicht hat, einige Schläge mit dem Rammbären zu geben, damit seine Spitze in den noch festgelagerten Grund eindringt. Um das Hochtreiben zu verhindern, werden die gerade eingespülten Pfähle zweckmäßig mittels Zangen an den bereits zur Ruhe gekommenen festgehalten.

Das Einbringen der Faschinen für den Kern der zweireihigen Buhnen wird zweckmäßig von Land aus begonnen und nach See zu fortgesetzt. In dieser Weise wird auf der Baustelle in Henkenhagen verfahren. Die Faschinenpackung muß sofort nach ihrem Einbringen beschwert werden, weil sie sonst aufschwimmt. Das Setzen der Faschinenlagen findet niemals gleichmäßig statt (Abb. 60). Infolgedessen ist es hier und da nötig, Faschinen nachzupacken, wo die Sackung zu stark gewesen ist. Das Verlegen, sowie auch das Wiederanheben der schweren Betonsteine, die zur Abdeckung der Faschinenpackung dienen, geschieht mittels der Rammen (Abbild. 61). Ist jedoch ein Rammgerüst nicht mehr vorhanden, kann das Anheben der Betonsteine zwecks Ergänzung der Faschinenpackung ohne Schwierigkeit durch einen einfachen Dreibock besorgt werden, der auf die Buhne gestellt wird (Abb. 62).

Abb. 62. Verlegen der Betonsteine mittels Dreibocks ohne Gerüst.

6. Kosten von Buhnenbauten.

Die Kosten der Buhnen hängen von den örtlichen Verhältnissen ab. Die pfahllosen Faschinenbuhnen auf Zingst sind wohl die billigsten. 1 m hiervon kostet nur 33 R.-M. Die zweireihigen Seebuhnen vor der Insel Usedom (Streckelsberg) kosten 100 R.-M., der landseitige Teil etwa 60 R.-M. für 1 m. Die Buhnen in Ostpommern sind erheblich teurer, vor allem bei Verwendung kostspieliger Rammgerüste. Die einreihigen Seebuhnen bei Damkerort und Rügerwaldermünde stellen sich i. M. auf 150 R.-M., die Landbuhnen auf 90 R.-M. für 1 m Länge. Von diesen Sätzen entfällt etwa der vierte Teil auf die Aufwendung für die Rammgerüste. Um diesen Betrag ermäßigt sich der Preis, wenn die Buhnenpfähle eingespült werden können, wie auf der Baustelle westlich der Rega bei Ost-Deep geschehen ist. Der Durchschnittspreis für zweireihige Buhnen beträgt 160 R.-M. für 1 m Länge. Bei dem Buhnenbau vor Henkenhagen verringern sich die Kosten, weil hier gemischter Betrieb, Rammen und Einspülen von Gerüsten aus, stattfindet. Die zweireihige Buhne in See kostet nur 130 R.-M. Der Preis für die einreihige Landbuhne ist der gleiche wie auf den anderen Baustellen und beträgt 90 R.-M. für 1 m.

Die leichten zweireihigen Buhnen beiderseits des Hafens von Warnemünde, die in den Jahren 1889 bis 1915 gebaut sind, haben stückweise 5000 M. gekostet. Hieraus ergibt sich ein Durchschnittspreis von etwa 50 bis 60 M. Friedenswährung für 1 m Länge. Die in den letzten Jahren 1925 und 1926 hergestellten Buhnen der gleichen Bauart vor Müritz, östlich von Warnemünde, sind erheblich teurer gewesen. 1 lfd. m kostete im Durchschnitt 120 R.-M.

Vergleichsweise stellen sich die kräftigeren Buhnen im Nordseegebiete erheblich kostspieliger. Die gewöhnliche Bauart aus einem Kern von Faschinen, die mit Holzpfählen befestigt werden, und mit einer schweren Steinabdeckung darüber, kosten etwa 750 R.-M. für 1 m. Die auf S. 775 erwähnten Buhnen aus Eisenbetonpfählen haben 470 R.-M. für 1 m Länge gekostet.

Für die Unterhaltung der Ostseebuhnen können gemeinhin im Durchschnitt 3 R.-M. für 1 m Bauwerklänge angesetzt werden. Mithin erfordert eine Buhne in der normalen Gesamtlänge von 110 m an Unterhaltungskosten 330 R.-M. Dieser Satz entspricht etwa 2,5 % des Herstellungspreises, der im Mittel 14 000 R.-M. beträgt.

7. Erfolg von Buhnenanlagen.

Die Wirkung von Buhnenreihen auf die Erhaltung und die Verbreiterung des Strandes ist je nach ihrer zweckmäßigen Anlage und Bauart verschieden gut. Die beigegebene Zusammenstellung (S. 781 oben) gibt ein Bild über die Erfolge, die eine Anzahl von an der Ostseeküste vorhandenen Buhnenanlagen gebracht haben.

C. Längswerke.

Wenn Buhnen allein nicht zur Sicherung einer unter Abbruch stehenden Küste ausreichen, oder wo sie überhaupt bei dem Fehlen einer ausreichenden Sandwanderung längs des Ufers zwecklos sind (Brodtener Ufer bei Travemünde), ist die Herstellung von Längswerken geboten. Diese Notwendigkeit wird zumeist nur zum Schutze von Hochufern eintreten, wo der Strand in der Regel schmal ist. Eine Ausnahme bildet die Ufermauer von Sorenbohm, die den völlig von der See fortgespülten Vordünenzug vor der Ortschaft ersetzt.

Die Uferschutzwerke können entweder frei in einiger Entfernung vom Hochufer auf dem Strande stehen, oder sie werden unmittelbar an das Hochufer angelehnt.

Im ersteren Falle sollen sich die vom Hochufer abbrechenden Bodenmassen hinter dem Werke ablagern und allmählich eine neue, flachere Böschung bilden. In dieser Absicht war beispielsweise die Ufermauer bei Jershöft etwa 10 m vor den Fuß des Hochufers auf den Strand gestellt worden (Abb. 15 u. 63). Der Raum hinter dem Werke füllte sich allmählich aus. Heute ist die Mauer inzwischen dank der ausgezeichneten Wirkung der Buhnen sogar vollständig übersandet.

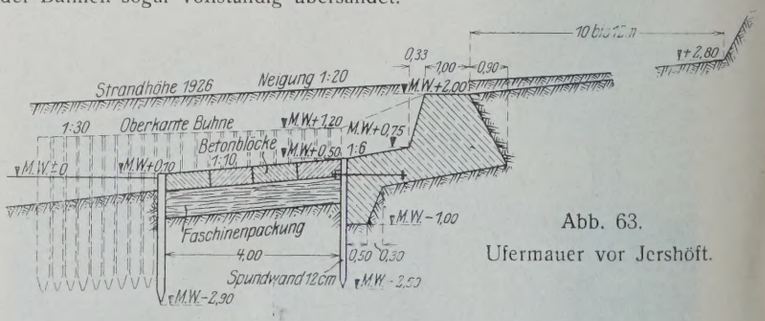


Abb. 63.
Ufermauer vor Jershöft.

Die frei auf dem Strande stehenden Werke sind meistens als Wälle aus geschichteten Steinen ausgebildet und dadurch wasserdurchlässig. Ihr Zweck ist, die Kraft der Wellen zu schwächen, damit diese das dahinterliegende Ufer nicht mehr angreifen können. Der Raum hinter den Wällen

Zusammenstellung der Wirkung verschiedener Buhnenanlagen an der deutschen Ostseeküste.

Lfd. Nr.	Küstenstelle	Anzahl der Buhnen Stück	Strandbreiten vor Anlage der Buhnen m	Strandbreiten nach Anlage der Buhnen m	Gewinn m	Erreichter Zustand = % der Spalte 4	Erreichter Zustand = fach der Spalte 4
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Seebad Grömitz in der Lübecker Bucht (schleswig-holsteinische Ostküste), gebaut 1926	16	15	20	5	133	1,3
2	Müritz, östlich v. Warnemünde (mecklenburgische Küste)	21	18	28	10	156	1,6
3	Am Streckelsberg (Insel Usedom)	109	18	25	7	139	1,4
4	Östlich der Dievenowmündung	50	35	40	5	114	1,1
5	Weststrand von Ost-Deep (westlich von Kolberg)	10	20	34	14	170	1,7
6	Kolberg (Oststrand)	38	30	35	5	117	1,2
7	Henkenhagen (östl. v. Kolberg)	22	22	33	11	150	1,5
8	Ufervorsprung bei Funkenhagen Ostpommern (ältester Teil), Buhne 1 bis 33	33	35	35	± 0	—	± 0
9	Funkenhagen bis Bauerhufen (zweitältester Teil), Buhne 34 bis 154 (ohne 132 bis 137)	115	35	35	± 0	—	± 0
10	Sorenbohm (Teilgruppe)	30	36	27 [1]	± 0	—	± 0
11	Bauerhufen, Lücke Buhne 132 bis 137 (gebaut 1922)	6	18	50	32	278	2,8
12	Bauerhufen, Teilstrecke Buhne 138 bis 154	17	29	31	2	107	1,1
13	Dünendurchbruch bei Damkerort (Westseite), Buhne 1 bis 10	10	27	38	11	141	1,4
14	Lehmufer vor Vitte (gebaut 1874)	28	18	30	12	167	1,7
15	Ufervorsprung bei Jershöft (gebaut 1920 bis 1925)	22	25 17 [2]	47 47	22 30	184 277	1,8 2,8
16	Nordküste des Samlandes (Warnicken bis Rauschen) geplant ausgeführt	60 6	23 23	40 40	17 17	174 174	1,7 1,7
17	Neukuhren	15	28	28	± 0		± 0
18	Cranz	18	10	25	15	200	2,5

[1]) Vor der Ufermauer. — [2]) 1921 vor der Hauptecke.

wirkt vielfach als Polster für die bei höheren Wasserständen darüber hinweggehenden Wellen. Diese Steinwälle können mit und ohne Einfassung durch Pfahlwände ausgeführt werden, und sie erscheinen vorzugsweise dort, wo passende Steine in genügender Menge vorhanden sind. Solche Werke gibt es z. B. vor Cranz, vor Brüsterort, bei Neufahrwasser, nördlich des Hafens von Saßnitz, bei der Insel Ruden usw.

Wo derartige leichte Werke nicht genügen, sind wasserundurchlässige Strandmauern aus Stein oder Beton aufzuführen. Bei ihrer freistehenden Lage müssen sie, um standsicher zu sein, besonders kräftige Querschnitte erhalten. Die gebräuchlichste Art ist die mit steiler Vorderfläche.

Zweckmäßiger und in der Wirkung erfolgreicher ist jedoch die unmittelbare Anlehnung der Schutzwerke an das Hochufer. Dabei kann den Werken eher die nach den Erfahrungen günstigste Form gegeben werden. Zugleich besteht die Möglichkeit, die Böschung des Steilhanges in vorteilhafter Weise an das Schutzwerk anzuschließen.

Für diese Anordnung von Uferschutzwerken bietet die große Sicherungsanlage des Streckelsberges westlich von Swinemünde ein geradezu klassisches Beispiel. Diese Anlage besteht aus einem beachtlichen Gemisch von Bauwerken nahezu aller Arten, die zur Deckung eines unter Abbruch stehenden Hochufers in Frage kommen können. Es gibt hier kräftige Ufermauern mit nahezu senkrechter und solche mit leicht gekrümmter Vorderfläche. Daneben befinden sich schräge Deckwerke, die aus Böschungspflaster bestehen, und deren Oberfläche teils ganz glatt, teils rauh (Stachelpflaster) ausgebildet ist. Die sehr schwere Sturmflut um die Wende des Jahres 1913/14 hatte gerade diese Küstenstelle besonders stark betroffen. Die Schutzwerke konnten somit ihre Bewährung zeigen. Ein Vergleich der Wirkung dieses gewaltigen Naturereignisses auf die verschiedenen Bauweisen gestattet ein einwandfreies Urteil darüber, welche Art den Vorzug verdient. Im einzelnen war das Ergebnis der Sturmflut folgendes:

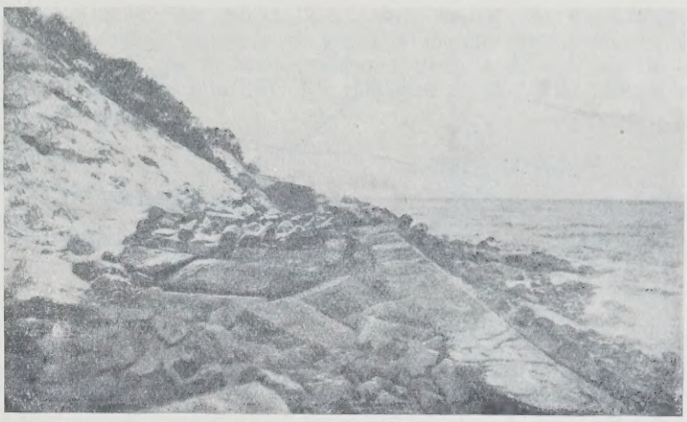


Abb. 64. Durch die Sturmflut 1913/14 zerstörtes Deckwerk am Streckelsberge.

Die schrägen Deckwerke hatten am wenigsten dem Angriffe der Wellen standgehalten. Sie waren hinterspült und dann vollständig zerstört worden (Abb. 64).

Die lehrreichste Erscheinung bestand darin, daß ein Stück der einen senkrechten Mauer nach vorn umgekippt und dann in sich zusammengebrochen war. Als Ursache für dieses Versagen ergab sich, daß die Streichwand vor der Mauer durch den starken Sog der Brandungswellen unterspült war. Die Streichwand hatte allerdings nur eine Länge von 2 m und war auch nicht dicht genug (Abb. 65).

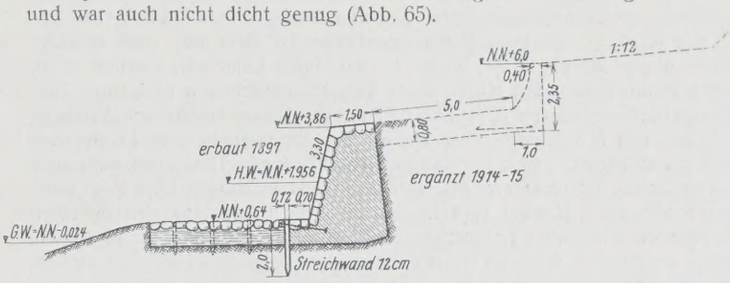


Abb. 65. Querschnitt einer Ufermauer am Streckelsberge.

Am besten hatte sich die Ufermauer mit der leicht gekrümmten Vorderfläche bewährt. Hier an dieser Stelle waren die Wellen glatt über die Mauerkrone hinweggelaufen und hatten den unbefestigten Steilhang angegriffen. An der Mauer selbst und auch vor ihr waren keine Schäden entstanden. Ebenso waren die beiden Flügel der ganzen Anlage umspült worden und dann eingestürzt.

Aus der Art der verschiedenen Beschädigungen konnten für die Wiederinstandsetzungs- und Erneuerungsarbeiten wertvolle Folgerungen gezogen werden.

Die schrägen Deckwerke wurden als unbrauchbar verworfen. Sie eignen sich nur für Uferstrecken, die weniger im Seeangriffe liegen. An Stellen, die so starkem Seegange ausgesetzt sind, wie der Streckelsberg, sind allein kräftige Ufermauern am Platze. Die Form der Mauer mit steiler Vorderfläche hatte sich aber als höchst unvorteilhaft erwiesen. Diese wichtige Feststellung war ein neuer Beweis dafür, daß bei Seeuferschutzmauern lotrechte Wände unbedingt vermieden werden müssen. Die an das Hochufer sich anlehnenden Schutzwerke liegen in der Regel über Mittelwasser, also meistens trocken. Vor ihnen ist bei höheren Wasserständen und selbst bei Sturmfluten die Wassertiefe verhältnismäßig gering. Solche Werke werden daher bei heftigen Stürmen nicht von schwingenden, sondern von brandenden Wellen, sogen. Übertragungswellen, getroffen, bei denen die Wassermasse mit der Wellengeschwindigkeit gegen das Ufer geworfen wird. Trifft die Wassermasse eine lotrechte feste Wand, dann wird ein Teil von ihr emporgeworfen und fällt danach je nach der Höhe der senkrechten Wand und je nach ihrer Auflösung durch Mischung mit Luft als mehr oder weniger geschlossene Masse wieder nieder. Diese niederstürzende Wassermenge übt auf den Vorgrund vor der lotrechten Wand einen gewaltigen Stoß aus. Ist die Fläche vor dem Mauerfuße nicht befestigt, wird sie ausgekolkt und gefährdet dadurch das Bestehen der Wand bedenklich. Um den Wellenstoß auf eine Ufermauer, und um vor allem die Angriffe des niederfallenden Wassers auf die Grundfläche vor ihrem Fuße zu ermäßigen, muß somit in Beachtung des Naturvorganges die Strandlinie durch eine gekrümmte Vorderfläche der Mauer allmählich in die senkrechte Ebene übergeleitet werden.

Weiter war als notwendig erkannt, den Längswerken eine möglichst glatte Außenfläche und eine schlanke Linienführung zu geben. Jede schroffe Unregelmäßigkeit in der Form ruft Stauchungen im Wasser hervor, die sich alsbald in Auskolkungen des Vorgrundes äußern. Ebenso wie

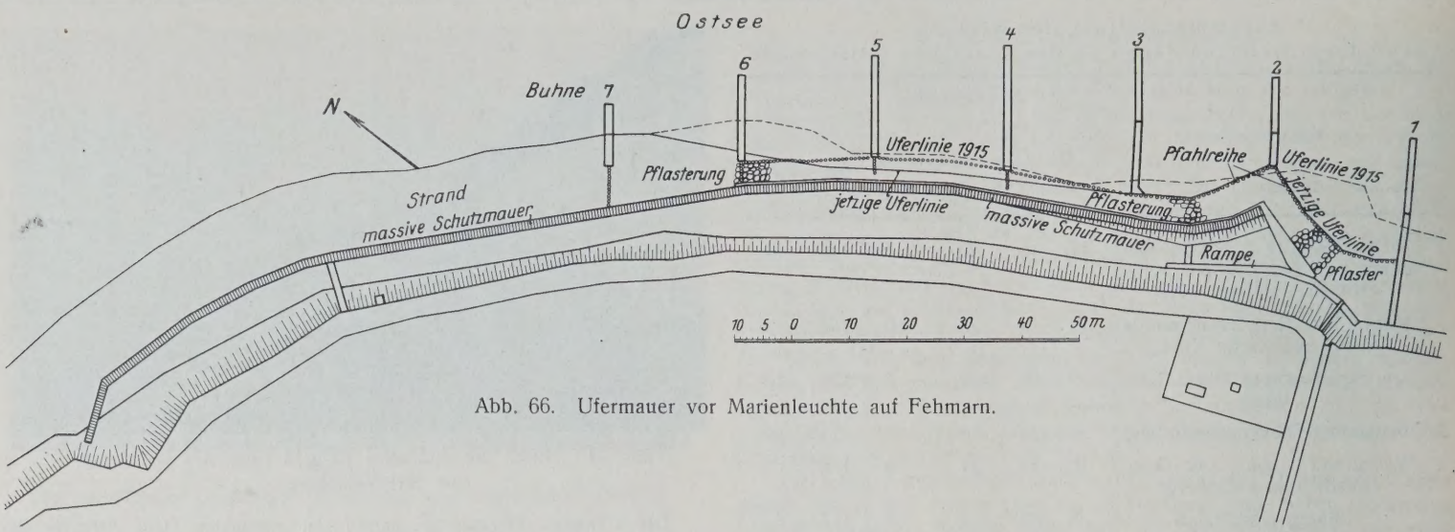


Abb. 66. Ufermauer vor Marienleuchte auf Fehmarn.

eine Gruppe von Buhnen beiderseits über die gefährdete Strecke hinausreichen muß, sollen auch Längswerke an ihren beiden Enden so weit fortgesetzt werden, daß ein guter Übergang zu dem ungeschützten Strande stattfindet. Hier müssen die Werke in das feste Land einbinden, damit die Flügel nicht umspült werden. Das Einbinden geschieht durch sanftes Umbiegen der Endabschlüsse nach rückwärts.

Eine besonders bemerkenswerte Linienführung hat die Ufermauer erhalten, die zum Schutze der Leuchtfeueranlage von Marienleuchte an der NO-Ecke der Insel Fehmarn errichtet ist (Abb. 66). Das südliche Ende dieser Mauer bindet nicht in das hohe Land ein, sondern ist in einer ziemlich scharfen Kurve nach See zu umgebogen und endet hier stumpf in unveränderter Höhe (Abb. 67 u. 68). Dieser eigenartige Abschluß soll die von NW kommenden Wellen und Strömungen vom Lande nach See zu ablenken, damit sie das sich anschließende Ufer nicht angreifen. Dieser Zweck ist nicht erreicht worden. Das benachbarte Ufer liegt stark unter Abbruch. Hierbei sind in der Hauptsache die aus den östlichen Richtungen wirkenden Naturkräfte beteiligt. Alle östlichen Winde stauen, wenn sie längere Zeit und mit der ihnen eigenen großen Heftigkeit wehen, den Wasserstand an den Ufern verhältnismäßig hoch an und rufen auch starken Seegang hervor. Die von ihnen erzeugten Wellen laufen unmittelbar hinter das umgebogene Ostende der Mauer, umspülen dieses und greifen das Ufer an, das dadurch ständig zurückging. Zur Verhütung weiterer Schäden ist die offene Lücke zwischen Mauer und Ufer durch Herstellung einer massiven Rampe gesichert worden. Außerdem wurden einige Buhnen angelegt. Die gleiche Maßnahme erwies sich weiter als nötig noch eine Strecke vor der Mauer, da die Strömungen hier den ohnehin schmal gewesenen Strand ganz weggespült hatten.

Dieser Abschluß einer Uferschutzmauer mit seewärts gebogenem Ende ist unvorteilhaft und empfiehlt sich nicht zur Nachahmung.

Der kräftige Querschnitt der Mauer ist in Abb. 69 dargestellt. Obwohl die Oberkante der Mauer auf 5 m über MW liegt, schlagen doch starke östliche Wellen bei höheren Wasserständen noch über die Krone hinüber, eine Folge der nahezu senkrechten Vorderfläche der Mauer.

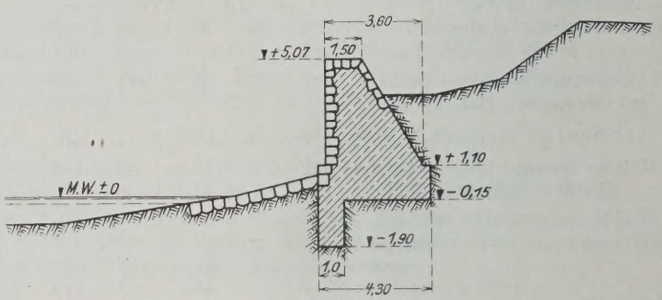


Abb. 69. Ufermauer vor Marienleuchte auf Fehmarn.

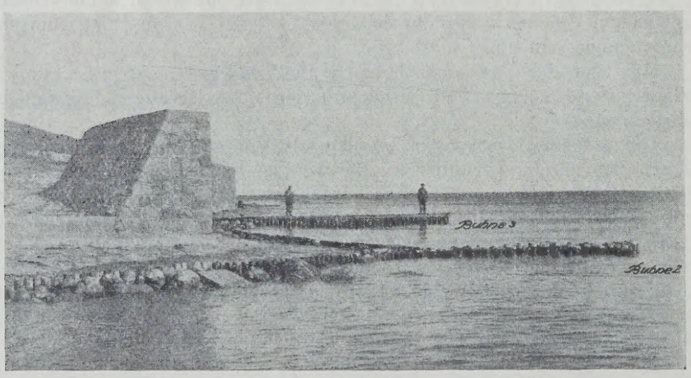


Abb. 67.

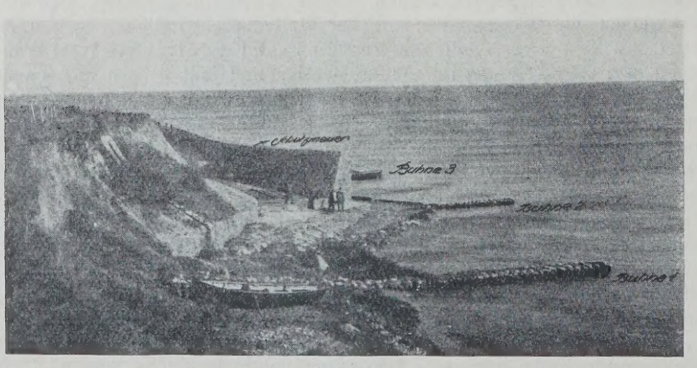


Abb. 68.
Uferschutzmauer vor Marienleuchte auf Fehmarn.

Außer den obengenannten Mängeln hatte sich auch die Höhe der Uferschutzwerke am Streckelsberge, die mit ihrer Oberkante nur 4 m über MW lagen, als zu gering erwiesen. Die Wellen waren überall über sie hinweggegangen und hatten die Böschung des Berges stark zum Abrutschen gebracht.

Die völlig eingesandete Ufermauer vor Jershöft hatte sogar nur 2 m Höhe über MW. Ebenso ist die oben erwähnte Ufermauer vor Sorenbohm mit der Höhe ihrer Krone von 3,50 m über MW noch zu niedrig angelegt. Bei höheren Wasserständen schlagen die starken Wellen über die Mauer hinweg. Es war deshalb nötig, zum Schutze eines dicht hinter der Mauer befindlichen, tiefgelegenen Grundstückes auf über 200 m Länge in einer Entfernung von 5 m von der Ufermauer eine kleine Abschlußmauer von 1 m Höhe zu errichten (Abb. 70).

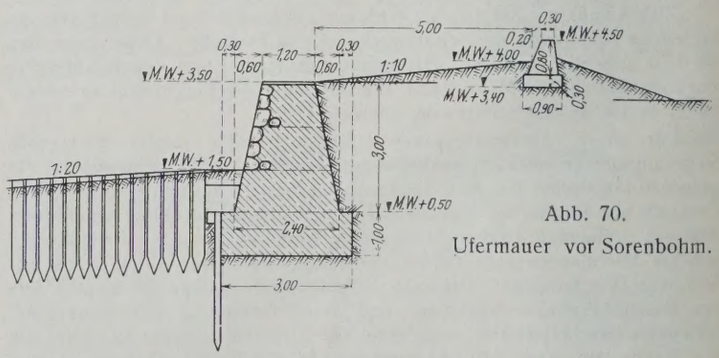


Abb. 70.
Ufermauer vor Sorenbohm.

Schon früher war auf den Nordsee-Inseln Borkum und Wangeroog ein Mauerquerschnitt zur Ausführung gekommen, der sich nach den mehrjährigen Beobachtungen außerordentlich gut bewährt. Der große Vorteil dieser Form besteht darin, daß die gegen die Mauer geworfenen Wellen durch die gekrümmte Vorderfläche bis auf die mit etwas Anlauf versehene

Abdeckung des Hinterfüllungbodens der Mauer geleitet werden. Sowohl durch dieses stufenweise Auflaufen als auch durch das Wiederzurückströmen des Wassers wird die Kraft der Wellen allmählich aufgezehrt. Damit höherauflaufende Wellen nicht das hohe Ufer über der Mauer angreifen können, ist hinter die mit ganz glatter Oberfläche versehene Abdeckung noch eine kleine Mauer gestellt worden, die gleichfalls eine gebogene Vorderfläche hat.

Im Flußbau-Laboratorium der Technischen Hochschule zu Dresden sind seiner Zeit von Hubert Engels sorgfältige „Versuche über die Querschnittsformen paralleler Seeuferwerke" angestellt worden. Ihr Schlußergebnis war, daß sie in völliger Übereinstimmung mit der Wirklichkeit die unbedingte Zweckmäßigkeit der Form dieser auf Borkum und Wangeroog gebauten Uferwerke dargetan haben.

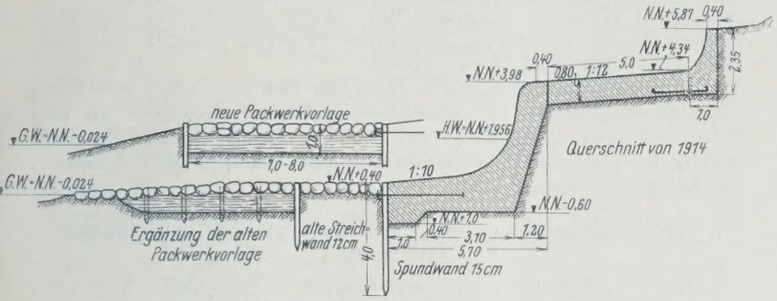


Abb. 71. Neuer Querschnitt für die Ufermauern am Streckelsberge.

Nach diesem Vorbilde ist sodann ein Querschnitt entworfen und am Streckelsberge ausgeführt worden, wie er für das Ostseegebiet am geeignetsten erscheint (Abb. 71). Die Vorderfläche der Mauer hat sogar S-förmige Krümmung erhalten, um das Auflaufen der Wellen noch mehr zu erleichtern. Die kleine Abschlußmauer ist auf 6 m über MW gelegt. Diese Höhenlage dürfte für das Ostseegebiet vollständig genügen. Die Spundwand vor der Ufermauer ist auf 4 m verlängert worden. Besondere Sorgfalt wurde auf die Befestigung der vor der Spundwand liegenden Fläche verwendet. Bei Seeuferbauten ist grundsätzlich darauf zu achten, daß nicht nur das Auflaufen des Wassers erschwert, sondern vor allem die Mächtigkeit und Geschwindigkeit des Rückstromes vermindert wird. Beide Erscheinungen wirken auf den Vorgrund der Werke und sind bestrebt, ihn auszukolken. Diese Erkenntnis führte dazu, den Fuß der Mauer kräftig zu sichern. Zu dem Zwecke ist vor der Spundwand mit etwas Neigung eine starke und breite Faschinenpackung angeordnet, die teils durch schwere Bruch-, teils durch Betonsteine beschwert wird. Je breiter diese Vorlage ist, desto größeren Schutz erhält die Mauer. Der Packwerkvorlage ist daher eine Breite von 7 bis 8 m gegeben worden. Von ihrem festen Bestande und ihrer guten Wirkung hängt in erster Linie die Standsicherheit der Ufermauer ab.

In Anlehnung an diesen neuen Querschnitt sind dann weiter die bei der Sturmflut 1913/14 unversehrt gebliebenen Mauerstrecken durch Ausbau der Packwerkvorlage vor ihnen, sowie durch kräftige Abdeckung der Hinterfüllung und Errichtung einer kleinen Abschlußmauer ergänzt worden (Abb. 65 bis 71).

Auch die Ufermauern vor dem Badeorte Travemünde (Abb. 72), sowie vor den großherzoglichen Villen in Heiligendamm (Abb. 73) haben eine gekrümmte Vorderfläche erhalten. Bei der letzteren Mauer geht die Krümmung der Vorderfläche nach oben zu in eine senkrechte Linie über, die sich bis auf nahezu 7 m über MW hinaufzieht. Das hohe Ufer hinter beiden Mauern ist in geschickter Weise zu breiten und bequemen Wandelwegen ausgebildelt worden.

Nachtrag zur Einleitung S. 763.

Inzwischen hat sich vor kurzem das gewaltige Naturschauspiel einer höheren Sturmflut mit allen ihren Begleiterscheinungen im deutschen Nordseegebiete bereits nach Ablauf eines Jahres wiederholt. In der letzten Oktoberwoche 1927 wehten sehr heftige Winde aus SW bis W. Am 29. Oktober 1927 erreichten sie die gleiche Sturmstärke wie Anfang Oktober des Jahres 1926. Auch diesmal war die Anstauung der aufgewühlten Wassermassen gegen die Seeufer von derselben Höhe. Ebenso wurde die Flutwelle wiederum gleich hoch und weit in die Küstenflüsse hineingetrieben. Die Heftigkeit dieser Stürme hielt jedoch

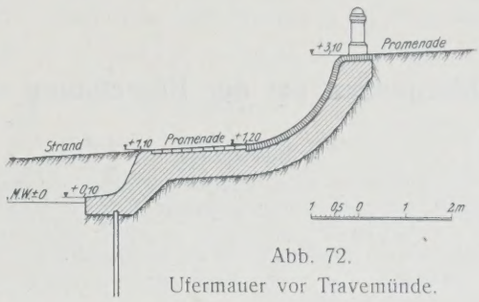


Abb. 72.
Ufermauer vor Travemünde.

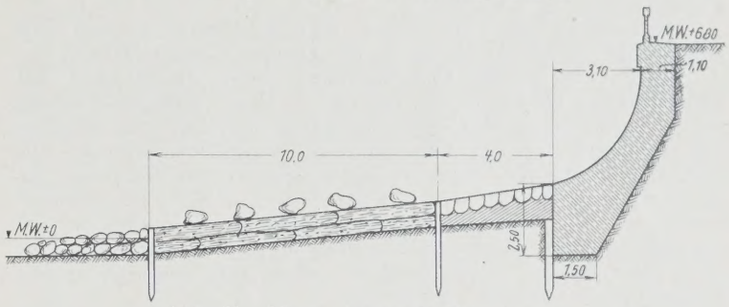


Abb. 73. Ufermauer vor Heiligendamm.

nicht so lange an, wie während der vorjährigen Sturmflut. Schon am Nachmittag des 29. Oktober ließ sie plötzlich auffällig nach. Die Folge war, daß auch der hohe Wasserstand überall recht bald wieder abnahm. Diesem günstigen Umstande ist zuzuschreiben, daß nirgends an den Ufern des Festlandes und der Inseln nennenswerte Schäden entstanden sind, und daß überhaupt die allgemeine Wirkung dieser Sturmflut weit hinter derjenigen des vorigen Jahres geblieben ist.

An der deutschen Ostseeküste war das Bild genau so wie Anfang Oktober 1926. Stürme aus dem südwestlichen Quadranten sind in der Regel ungefährlich. In der Tat ist der SW-Sturm am 29. Oktober 1927 für das südliche Ostseegebiet so gut wie bedeutungslos gewesen. Dagegen hatten die starken Oststürme, die vom 18. bis 24. November 1927 in der Ostsee wüteten, recht sichtbare Wirkungen, namentlich für den westlichen Teil. Hier warfen sie das Wasser mit großer Gewalt gegen die Ufer, so daß es hoch auflief, und drängten es weiter tief in die verschiedenen Buchten und Förden hinein. Auf diese Weise stieg der Wasserstand stellenweise bis 1,5 m über MW an. Dennoch haben diese mehrtägigen Stürme keine wesentlichen Beschädigungen angerichtet. Die Erklärung dafür liegt darin, daß die Stürme mehr aus SO kamen. Hätten sie in der gleichen Stärke und Dauer aus NO bis N geweht, so wäre ihre Wirkung wahrscheinlich gefährlicher gewesen.

IV. Schlußwort.

Aus den vorstehenden Ausführungen geht hervor, welche großen Verschiedenheiten in der allgemeinen Anordnung und in der Bauweise von künstlichen Seeuferschutzwerken bestehen. Selbstverständlich sind die Küstenverhältnisse im Ostseegebiete nicht überall gleich. Daher läßt sich eine strenge Normung für die in Frage kommenden Bauwerke, Buhnen und Längswerke, nicht durchführen. Immerhin gibt es doch Uferstrecken, die unter denselben natürlichen Bedingungen stehen und die in ihrer Lage und in ihrem Verhalten gegenüber dem Einflusse der von der See her wirkenden maßgebenden Bewegungskräfte mehr oder weniger übereinstimmen. Hier erscheint es möglich, etwas mehr Einheitlichkeit bei der Ausführung solcher zum Schutze der Küste bestimmter Bauten zu beobachten. Die weiteren Erfahrungen mit den vorhandenen Werken werden kaum Anlaß geben, ihre Anlage und Gestaltung wesentlich zu ändern.

Fehlerquellen bei der Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke und ihre Umgehung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Franz Faltus**, Pilsen.

Einleitung.

Wenn wir als Ergebnis einer langwierigen statischen Berechnung für eine gewisse Belastung die Inanspruchnahme in einem bestimmten Tragwerkteil mit $\sigma = 874$ kg/cm² ausweisen, so stellt diese Zahl nur eine mehr oder minder gute Annäherung an die Wirklichkeit dar. Die wirklich auftretende Spannung Σ wird um einen gewissen Betrag $\Delta\sigma$ von der Rechnungsspannung σ abweichen.

Die Ursachen dieser Abweichung, oder des Fehlers $\Delta\sigma$ sind sehr mannigfaltig, doch lassen sie sich in drei Gruppen zusammenfassen:

Erstens ist es die Unzulänglichkeit unseres theoretischen und mathematischen Rüstzeuges, die uns nur auf Grund weitgehend vereinfachter Annahmen gestattet, eine Berechnung überhaupt durchzuführen und einen Einblick in das innere Leben des Bauwerks zu nehmen. Wir ersetzen unser Bauwerk durch ein System idealer Stäbe aus vollständig gleichartigem Baustoff mit konstantem Dehnmaß, belasten mit ruhenden Kräften usw. Die daraus entspringenden Fehler müssen zunächst als unvermeidliche Fehler hingenommen werden, ihre Größe läßt sich nur an Hand von Versuchen, in sehr einfachen Fällen auch mittels schwieriger Berechnungen einigermaßen abschätzen.

Zweitens begehen wir bewußt Fehler, wenn wir trotz besserer theoretischer Einsicht zur Abkürzung des Rechnungsganges weitere Vereinfachungen an unserem Tragwerk-„Rechenbild" vornehmen. Denken wir nur an die Annahme reibungsloser Gelenke bei Fachwerken an Stelle starrer Knotenpunkte, an die Annahme vollständiger Einspannung gewölbter Brücken in ihre Widerlager. Hierher gehören auch die Vereinfachungen in bezug auf die Verhältnisse der Stabquerschnitte oder den Verlauf der Trägheitsmomente, die bei Berechnung statisch unbestimmter Bauwerke eingeführt werden, statt mit den wirklich vorhandenen Unregelmäßigkeiten (Verstärkungen, Vouten, „mittleres Trägheitsmoment") zu rechnen, und schließlich auch die Vernachlässigung des Einflusses der Normalkräfte und Querkräfte auf die Verformung biegungssteifer Träger. Eine vergleichende genaue Rechnung, die nur für typische Fälle durchgeführt werden muß und die in ihrem Ergebnis verallgemeinert werden kann, gibt uns Aufschluß über Größe und Sinn (spannungsvergrößernd oder -vermindernd) des Fehlers und hiermit auch über die Zulässigkeit der gemachten Vereinfachungen, wobei natürlich die erzielte Rechengenauigkeit gegen die Ersparnis an Rechenarbeit abgewogen werden muß. Werden solche Untersuchungen nicht angestellt, so erhält man oft Rechenfehler von unerwünschter Größe, oder erzwingt, was vielleicht das kleinere Übel ist, mit großem Rechenaufwand bei genauer Rechnung ein Ergebnis, das mit wesentlich weniger Mühe mit genügender Genauigkeit hätte erhalten werden können.[1])

Eine dritte Art von Fehlern entspringt der Ungenauigkeit der Rechenmittel. Wir führen alle Rechnungen abgekürzt, d. h. wir begnügen uns in der ziffernmäßigen Darstellung mit einer beschränkten Anzahl geltender Ziffern. Alle zeichnerischen Verfahren (Konstruktion von Momentenlinien mittels Kraft- und Seileck, Kräfteplan nach Cremona, Verschiebungsplan nach Williot) haben eine beschränkte Genauigkeit. In einem andern Sinne gehören zu dieser Gruppe von Fehlern auch jene, die von der Abweichung der Ausführung von der Planung bezüglich Abmessung und Formgebung herrühren. Die Fehler der dritten Gruppe sind ihrem Vorzeichen nach unbestimmt, denn es ist gleich wahrscheinlich, daß die Ordinaten einer gezeichneten Momentenlinie größer oder kleiner sind, als dem theoretisch richtigen Wert entsprechen würde.

Nachstehende Arbeit soll sich nur mit dem formalen, das ist praktisch rechnerischen Teil befassen, also mit den Fehlern der Gruppen 2 und 3, ohne die theoretischen Grundlagen zu streifen.

Die zahlenmäßige Durchrechnung statisch unbestimmter Tragwerke zeigt oft die Notwendigkeit, die Zwischenrechnungen (das ist die Bestimmung der Biegelinien usf.) mit sehr großer Genauigkeit durchzuführen, um ein annehmbares Ergebnis zu erhalten und scheinbar auch die Abhängigkeit der Genauigkeit des Ergebnisses von der Wahl des statisch bestimmten Grundfalles. Eines führt zur Vermeidung graphischer Verfahren, die zwar ungenau, aber dafür sehr anschaulich und übersichtlich zum Ziele führen, das andere zur Wahl besonderer Rechnungsverfahren mit Bestimmung der Unbekannten aus je einer Gleichung, um unnötige Differenzenbildungen zu ersparen.[2])

[1]) Dr. Friedr. Hartmann, Statisch unbestimmte Systeme, 2. Aufl., S. 115. Berlin 1922. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[2]) Müller-Breslau, Graphische Statik.

Es soll gezeigt werden, daß bei durchweg rechnerischer Lösung der statischen Berechnung die Genauigkeit des Endergebnisses von der Wahl der statisch Überzähligen unabhängig ist, eine Abhängigkeit sich nur bei graphischen Verfahren nachweisen läßt. Weiter soll ein Weg angegeben werden, der die Anwendung graphischer Verfahren gestattet, ohne eine Einbuße an Genauigkeit hervorzurufen.

Hinsichtlich der elementaren Sätze der Fehlerrechnung, die in den folgenden Abschnitten zur Anwendung gelangen, verweisen wir auf: Hartner-Doležal, Handbuch der niederen Geodäsie, und Siegmund Wellisch, Theorie und Praxis der Ausgleichrechnung, Bd. I, Elemente der Ausgleichrechnung.

1. Fehleruntersuchungen bei Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke.

An Hand eines absichtlich einfach gewählten Beispieles wollen wir einige grundlegende Fragen aufrollen. Den in Abb. 1a, b, c u. d dargestellten Balken auf vier Stützen wollen wir aber nur als Vertreter eines zweifach statisch unbestimmten Tragwerkes betrachten, denn unsere Ab-

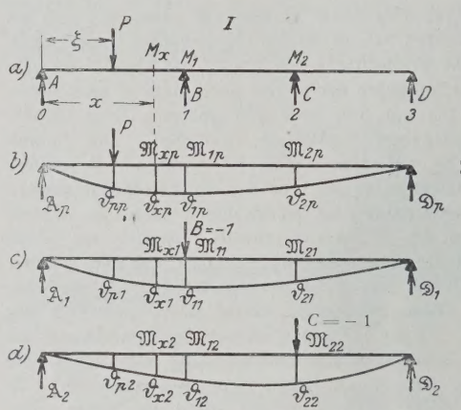


Abb. 1.

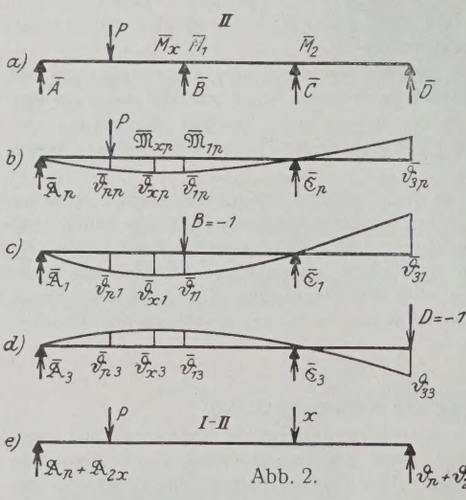


Abb. 2.

leitungen sollen allgemeinen Wert behalten. Gegeben sind uns die Längen- und Querschnittsabmessungen des Trägers, die Belastung P (an Stelle eines beliebigen Lastfalles). Wir bilden zunächst das statisch bestimmte Grundsystem durch Entfernen der Stützen B und C; von dem so entstandenen Balken auf zwei Stützen berechnen wir die Biegelinien für die Belastung mit P, $B = -1$, $C = -1$. Unter Vernachlässigung der Wirkung von Querkräften erhalten wir

$$\delta_{1p} = \int_0^l \frac{\mathfrak{M}_p \, \mathfrak{M}_1}{EJ} \cdot dx.$$

Dieses Integral kann verschieden berechnet werden; entweder unmittelbar (bei konstantem J oder analytisch definiertem Trägheitsmomentenverlauf),

oder, nach Mohr, als Moment an der Stelle 1, hervorgerufen durch die Belastung

$$q_x = \frac{\mathfrak{M}_{xp}}{E J_x}.$$

Die Auswertung kann hierbei graphisch (Zeichnung von Momentenlinien mit Hilfe von Kraft- und Seileck) oder rechnerisch mit Zuhilfenahme der Simpsonformel als Integralbehelf geschehen. Wir erhalten in jedem Falle das δ_{1p} als eine mit Fehlern behaftete Größe. Der Fehler Δ_{1p} setzt sich aus folgenden drei Elementarfehlern zusammen:

1. aus dem Fehler Δ_{1p}', der durch Vernachlässiguug der Einflüsse der Querkräfte und Normalkräfte auf die Durchbiegung entsteht.

2. aus dem partiellen Fehler Δ_{1p}'', der der Ungenauigkeit der unter dem Integralzeichen enthaltenen Größen $E, J, \mathfrak{M}$ entspringt. Diese Fehler, ΔE, ΔJ_x, $\Delta \mathfrak{M}$, sind entweder bewußte Abweichungen der Rechnungsgrundlagen vom wirklichen Trägerbilde, oder es sind zufällige Fehler, die von der beschränkten Genauigkeit der Angabe der Abmessungen des Tragwerkes herrühren.

3. aus dem Teilfehler Δ_{1p}''', der bei der Bildung der Summe, die das Integral vorstellt, entsteht. Nur in vereinzelten Fällen kann das Integral streng mathematisch ausgewertet werden. Verwenden wir die Simpsonformel als Integralbehelf, so ergibt sich der Fehler aus der Abweichung der Ersatzparabelstücke von der wirklichen Begrenzungskurve unserer zu integrierenden Fläche. Wird δ_{1p} mit Hilfe eines Seil- und Krafteckes graphisch als Momentenlinie bestimmt, dann ist die Abweichung in der allgemeinen Zeichenungenauigkeit zu suchen. (Würde es sich um die Berechnung eines Fachwerkes handeln, so wäre eine entsprechende Betrachtung für $\Sigma \frac{\mathfrak{S}_p \mathfrak{S}_1 s}{EF}$ bezw. Williotpläne zu treffen.)

Der Gesamtfehler in Δ_{1p} setzt sich nun aus den drei Fehlergruppen zusammen, und zwar entweder als algebraische Summe der Teilfehler, oder, wenn die Teilfehler $m\,s$ sämtlich unbestimmtes Vorzeichen haben, aus $\Delta_{1p} = \pm \sqrt{\Sigma \Delta_{ip}^2}$ oder, wenn Fehler verschiedener Gattung auftreten, als Summe beider (Δ_{1p} erscheint dann als aus zwei Teilen bestehend, aus einem Teil mit bekanntem Vorzeichen und einem Teil mit unbestimmtem Vorzeichen).

In ähnlicher Weise ermitteln wir nun

$$\begin{array}{rcl} \delta_{2p} & \text{und} & \Delta_{2p} \\ \text{bezw. } \delta_{11} & \text{und} & \Delta_{11} \\ \delta_{12} & \text{und} & \Delta_{12} \\ \delta_{22} & \text{und} & \Delta_{22}. \end{array}$$

Für die Berechnung der Überzähligen erhalten wir folgende Gleichungen:

$$\text{(1)} \qquad \begin{cases} B\,\delta_{11} + C\,\delta_{12} = \delta_{1p} \\ B\,\delta_{12} + C\,\delta_{22} = \delta_{2p} \end{cases}$$

und hieraus

$$\text{(1a)} \qquad \begin{cases} B = \dfrac{\delta_{1p}\,\delta_{22} - \delta_{2p}\,\delta_{12}}{\delta_{11}\,\delta_{22} - \delta_{12}^2} = \dfrac{Z_B}{N} \\ C = \dfrac{\delta_{2p}\,\delta_{11} - \delta_{1p}\,\delta_{12}}{\delta_{11}\,\delta_{22} - \delta_{12}^2} = \dfrac{Z_c}{N}. \end{cases}$$

Die Größen B und C sind nun wieder mit Fehlern ΔB und ΔC behaftet, die sich wie folgt berechnen lassen:

$$\text{(2)} \qquad \begin{cases} \Delta N = \Delta_{11}\,\delta_{22} + \Delta_{22}\,\delta_{11} - 2\,\Delta_{12}\,\delta_{12} \\ \Delta Z_B = \Delta_{1p}\,\delta_{22} - \Delta_{2p}\,\delta_{12} + \Delta_{22}\,\delta_{1p} - \Delta_{12}\,\delta_{2p} \\ \Delta Z_c = \Delta_{2p}\,\delta_{11} - \Delta_{1p}\,\delta_{12} + \Delta_{11}\,\delta_{2p} - \Delta_{12}\,\delta_{1p}. \end{cases}$$

Hieraus erhalten wir

$$\text{(3)} \qquad \begin{cases} \Delta B = \dfrac{\Delta Z_B}{N} - B\,\dfrac{\Delta N}{N}; \quad \dfrac{\Delta B}{B} = \dfrac{\Delta Z_B}{Z_B} - \dfrac{\Delta N}{N} \\ \Delta C = \dfrac{\Delta Z_c}{N} - C\,\dfrac{\Delta N}{N}; \quad \dfrac{\Delta C}{C} = \dfrac{\Delta Z_c}{Z_c} - \dfrac{\Delta N}{N}. \end{cases}$$

Die Gl. 2 u. 3 wurden unter der Voraussetzung angeschrieben, daß sämtliche Fehler bestimmtes Vorzeichen tragen. Hätten die einzelnen Fehler unbestimmtes Vorzeichen, so wären entsprechend die Wurzeln aus der Summe der Quadrate der Teilfehler zu bilden.

Maßgebend für die Genauigkeit einer statischen Berechnung ist aber nicht die Genauigkeit, mit der die Überzähligen bestimmt wurden, sondern die Genauigkeit, mit der sich die Spannungen im Tragwerk ermitteln lassen. Es ist nun

$$M_x = \mathfrak{M}_{px} - B\,\mathfrak{M}_{1x} - C\,\mathfrak{M}_{2x}$$

und hieraus

$$\Delta M = \Delta \mathfrak{M}_p - \Delta B\,\mathfrak{M}_1 - \Delta C\,\mathfrak{M}_2 - B\,\Delta \mathfrak{M}_1 - C\,\Delta \mathfrak{M}_2.$$

$\mathfrak{M}_p$, $\mathfrak{M}_1$ und $\mathfrak{M}_2$ sind Momente des statisch bestimmten Grundfalles, also leicht mit großer Genauigkeit zu erhalten. Wir können daher

$$\Delta \mathfrak{M}_p = \Delta \mathfrak{M}_1 = \Delta \mathfrak{M}_2 = 0$$

setzen, weil der Fehler im Verhältnis zu ΔB und ΔC verschwindend klein ist. Wir erhalten dann, nach Einführung der Werte aus Gl. 2 u. 3

$$\text{(4)} \qquad \Delta M = -\frac{1}{N}\left(\Delta Z_B\,\mathfrak{M}_1 + \Delta Z_c\,\mathfrak{M}_2 - \Delta N\,(B\,\mathfrak{M}_1 + C\,\mathfrak{M}_2)\right)$$

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad \text{und aus} \quad \Delta\sigma = \frac{\Delta M}{W}$$

läßt sich der zu erwartende Fehler in der Spannung berechnen.

Mit kritischem Blick geführte statische Berechnungen zeigen oft, daß zur Erzielung einer gewissen Genauigkeit im Endergebnis eine große Schärfe der Berechnung der Koeffizienten der Elastizitätsgleichungen notwendig ist, da diese in Zähler und Nenner als Differenzen erscheinen.[3]) Man hat daher versucht, durch geschickte Wahl der Überzähligen, diese Differenzenbildungen zu vermeiden und so mit einer kleineren Rechengenauigkeit doch ein verläßliches Endergebnis zu erhalten. Man hat z. B. versucht, die Überzähligen so zu wählen, daß jede aus einer gesonderten Gleichung zu berechnen ist. Hierdurch wird die Bildung von Differenzen vermieden und damit die Hauptursache der Ungenauigkeiten beseitigt. Man hat hierdurch ohne Zweifel die Berechnung der Überzähligen mit größerer Genauigkeit durchgeführt; wie es sich aber mit der Genauigkeit der Spannungsermittlung verhält, soll im nachstehenden Absatze mit Hilfe der Fehlerrechnung untersucht werden.

2. Wahl der Überzähligen.

Wir betrachten wieder unseren Balken auf vier Stützen, nun aber mit anders gewähltem Grundsystem. Wir wollen statt C jetzt D als statisch unbestimmbare Größe einführen (Abb. 2a, b, c u. d). Zur Unterscheidung der beiden Fälle wollen wir alle Bezeichnungen mit einem Querstrich versehen, auch wenn die Größen in beiden Fällen dasselbe bedeuten.

Die Berechnung geschieht ähnlich wie vorhin, und wir erhalten die, den Gl. 1, 2, 3 u. 4 entsprechenden Gleichungen:

$$\text{(5)} \qquad \begin{cases} B\,\delta_{11} + D\,\delta_{13} = \delta_{p_1} \\ B\,\delta_{13} + D\,\delta_{33} = \delta_{p_3} \end{cases}$$

$$\text{(6)} \qquad \begin{cases} B = \dfrac{\delta_{p_1}\,\delta_{33} - \delta_{p_3}\,\delta_{13}}{\delta_{11}\,\delta_{33} - \delta_{13}^2} = \dfrac{Z_B}{N} \\ D = \dfrac{\delta_{p_3}\,\delta_{11} - \delta_{p_1}\,\delta_{13}}{\delta_{11}\,\delta_{33} - \delta_{13}^2} = \dfrac{Z_D}{N} \end{cases}$$

$$\text{(7)} \qquad \begin{cases} \Delta N = \Delta_{11}\,\delta_{33} + \Delta_{33}\,\delta_{13} - 2\,\Delta_{13}\,\delta_{13} \\ \Delta Z_B = \Delta_{p_1}\,\delta_{33} - \Delta_{p_3}\,\delta_{13} + \Delta_{33}\,\delta_{p_1} - \Delta_{13}\,\delta_{p_3} \\ \Delta Z_D = \Delta_{p_3}\,\delta_{11} - \Delta_{p_1}\,\delta_{13} + \Delta_{11}\,\delta_{p_3} - \Delta_{13}\,\delta_{p_1} \end{cases}$$

$$\text{(8)} \qquad \begin{cases} \Delta B = \dfrac{\Delta Z_B}{N} - B\cdot\dfrac{\Delta N}{N}; \quad \dfrac{\Delta B}{B} = \dfrac{\Delta Z_B}{Z_B} - \dfrac{\Delta N}{N} \\ \Delta D = \dfrac{\Delta Z_D}{N} - D\cdot\dfrac{\Delta N}{N}; \quad \dfrac{\Delta D}{D} = \dfrac{\Delta Z_D}{Z_D} - \dfrac{\Delta N}{N} \end{cases}$$

$$M = \mathfrak{M}_p - B\,\mathfrak{M}_1 - D\,\mathfrak{M}_3$$

$$\text{(9)} \qquad \Delta M = -\frac{1}{N}\left\{\Delta Z_B\,\mathfrak{M}_1 + \Delta Z_D\,\mathfrak{M}_3 - \Delta N\,(B\,\mathfrak{M}_1 + D\,\mathfrak{M}_3)\right\}.$$

Um nun zu einem Vergleiche zwischen beiden Berechnungsarten zu gelangen, werden nun in Gl. 5 bis 9 alle quergestrichenen Größen durch ungestrichene ersetzt. Um z. B. C_p durch Größen ohne Querstrich auszudrücken, denken wir uns den Balken I (Abb. 2e) im Punkte 2 mit einer Kraft X belastet. Wir erhalten dann den Auflagerdruck in ϑ, der dem Falle II entsprechend gleich Null sein muß:

$$\vartheta = \vartheta_p + X\,\vartheta_2 = 0.$$

Wir erhalten daraus

$$\text{(10)} \qquad C_p = X = -\frac{\vartheta_1}{\vartheta_2}.$$

Durch ähnliche Überlegung erhalten wir die übrigen Zusammenhänge der Gleichungsgruppe 10:

$$\text{(10)} \qquad \begin{cases} C_1 = -\dfrac{\vartheta_1}{\vartheta_2} & \mathfrak{M}_p = \mathfrak{M}_p - \mathfrak{M}_2\cdot\dfrac{\vartheta_p}{\vartheta_2} \\ C_2 = 1 & \mathfrak{M}_1 = \mathfrak{M}_1 - \mathfrak{M}_2\cdot\dfrac{\vartheta_1}{\vartheta_2} \\ C_3 = -\dfrac{1}{\vartheta_2} & \mathfrak{M}_2 = 0 \\ & \mathfrak{M}_3 = -\mathfrak{M}_2\cdot\dfrac{1}{\vartheta_2}. \end{cases}$$

[3]) Müller-Breslau, Graphische Statik. F. Hartmann, Statisch unbestimmte Systeme, 2. Aufl., S. 63.

Auch die quergestrichenen Biegegrößen und deren Fehler können durch entsprechende ungestrichene ausgedrückt werden. Es ist

$$\overline{\delta_{1p}} = \int_0^l \frac{1}{EJ} \cdot \overline{\mathfrak{M}_p}\, \overline{\mathfrak{M}_1}\, dx.$$

Wir ersetzen hierin die gestrichenen Größen durch ungestrichene und erhalten

$$\overline{\delta_{1p}} = \int_0^l \left(\mathfrak{M}_p - \mathfrak{M}_2 \cdot \frac{\vartheta_p}{\vartheta_2}\right)\left(\mathfrak{M}_1 - \mathfrak{M}_2 \cdot \frac{\vartheta_1}{\vartheta_2}\right) \frac{dx}{EJ}$$

$$= \int_0^l \left[\mathfrak{M}_p\,\mathfrak{M}_1 - \frac{\vartheta_p}{\vartheta_2}\cdot\mathfrak{M}_2\,\mathfrak{M}_1 - \frac{\vartheta_1}{\vartheta_2}\cdot\mathfrak{M}_2\,\mathfrak{M}_p + \frac{\vartheta_1\,\vartheta_p}{\vartheta_2^2}\cdot\mathfrak{M}_2^2\right]\frac{dx}{EJ}.$$

Die Teilintegrale stellen nun Verschiebungen δ ohne Querstrich dar. Wir erhalten also

$$\overline{\delta_{p_1}} = \delta_{p_1} - \frac{\vartheta_p}{\vartheta_2}\cdot\delta_{12} - \frac{\vartheta_1}{\vartheta_2}\cdot\delta_{p_2} + \frac{\vartheta_1\,\vartheta_p}{\vartheta_2^2}\cdot\delta_{22}. \tag{11}$$

Nach dieser Gleichung können wir auch den Fehler in $\overline{\delta_{p_1}}$, $\overline{\Delta_{p_1}}$ durch ungestrichene Größen ausdrücken:

$$\overline{\Delta_{p_1}} = \Delta_{p_1} - \frac{\vartheta_p}{\vartheta_2}\cdot\Delta_{12} - \frac{\vartheta_1}{\vartheta_2}\cdot\Delta_{p_2} - \frac{\vartheta_1\,\vartheta_p}{\vartheta_2^2}\cdot\Delta_{22}. \tag{11a}$$

Durch ähnliche Umformung erhalten wir für die übrigen Größen die Ausdrücke:

$$\left\{\begin{aligned}
\overline{\delta_{p_3}} &= -\delta_{p_2}\cdot\frac{1}{\vartheta_2} + \delta_{22}\cdot\frac{\vartheta_p}{\vartheta_2^2}\\
\overline{\Delta_{p_3}} &= -\Delta_{p_2}\cdot\frac{1}{\vartheta_2} + \Delta_{22}\cdot\frac{\vartheta_p}{\vartheta_2^2}\\
\overline{\delta_{11}} &= \delta_{11} - \delta_{12}\cdot 2\cdot\frac{\vartheta_1}{\vartheta_2} + \delta_{22}\cdot\frac{\vartheta_1^2}{\vartheta_2^2}\\
\overline{\Delta_{11}} &= \Delta_{11} - \Delta_{12}\cdot 2\cdot\frac{\vartheta_1}{\vartheta_2} + \Delta_{22}\cdot\frac{\vartheta_1^2}{\vartheta_2^2}\\
\overline{\delta_{13}} &= -\delta_{12}\cdot\frac{1}{\vartheta_2} + \delta_{22}\cdot\frac{\vartheta_1}{\vartheta_2^2}\\
\overline{\Delta_{13}} &= -\Delta_{12}\cdot\frac{1}{\vartheta_2} + \Delta_{22}\cdot\frac{\vartheta_1}{\vartheta_2^2}\\
\overline{\delta_{33}} &= \delta_{22}\cdot\frac{1}{\vartheta_2^2}\\
\overline{\Delta_{33}} &= \Delta_{22}\cdot\frac{1}{\vartheta_2^2}.
\end{aligned}\right. \tag{11 u. 11a}$$

Mit den so berechneten Biegegrößen können wir nun auch die Größen $\overline{N}$, $\overline{Z_B}$, $\overline{Z_D}$ und deren Fehler durch ungestrichene Größen ausdrücken. Wir erhalten für

$$\overline{N} = \overline{\delta_{11}\,\delta_{33} - \delta_{13}^2}$$

durch Einsetzen

$$\overline{N} = \frac{1}{\vartheta_2^2}\cdot\delta_{11}\,\delta_{22} - 2\cdot\frac{\vartheta_1}{\vartheta_2^2}\cdot\delta_{12}\,\delta_{22} + \frac{\vartheta_1^2}{\vartheta_2^4}\cdot\delta_{22}^2 - \frac{1}{\vartheta_2^2}\cdot\delta_{12}^2 - \frac{\vartheta_1^2}{\vartheta_2^4}\cdot\delta_{22}^2 + 2\cdot\frac{\vartheta_1}{\vartheta_2^3}\cdot\delta_{12}\,\delta_{22}.$$

Durch Vereinfachung erhalten wir

$$\overline{N} = \frac{1}{\vartheta_2^2}\,(\delta_{11}\,\delta_{22} - \delta_{12}^2) = \frac{1}{\vartheta_2^2}\cdot N. \tag{12}$$

Der Fehler in $\overline{N}$ läßt sich durch eine ähnliche Umformung ausdrücken:

$$\Delta N = \frac{1}{\vartheta_2^2}\cdot\Delta N. \tag{12a}$$

Auf demselben Wege erhalten wir für die übrigen Größen Ausdrücke, die unter Gl. 12 u. 12a zusammengefaßt sind:

$$\left\{\begin{aligned}
\overline{Z_B} &= \frac{1}{\vartheta_2^2}\,(\delta_{p_1}\,\delta_{22} - \delta_{p_2}\,\delta_{12})\\
&\quad \frac{1}{\vartheta_2^2}\cdot Z_B,\quad \overline{\Delta Z_B} = \frac{1}{\vartheta_2^2}\cdot\Delta Z_B\\
\overline{Z_D} &= \frac{1}{\vartheta_2^2}\,(\delta_{p_1}\,\delta_{22} - \delta_{p_2}\,\delta_{11}) + \frac{\vartheta_2}{\vartheta_1^2}\,(\delta_{p_2}\,\delta_{12} - \delta_{p_1}\,\delta_{22})\\
&\qquad + \frac{\vartheta_p}{\delta_2^2}\,(\delta_{11}\,\delta_{22} - \delta_{12}^2)\\
&= \frac{1}{\vartheta_2}\cdot Z_c + \frac{\vartheta_1}{\vartheta_2^2}\cdot Z_B + \frac{\vartheta_p}{\vartheta_2^2}\cdot N\\
\Delta Z_D &= \frac{1}{\vartheta_2}\cdot\Delta Z_c + \frac{\vartheta_1}{\vartheta_2^2}\cdot\Delta Z_B + \frac{\vartheta_p}{\vartheta_2^2}\cdot\Delta N.
\end{aligned}\right. \tag{12 u. 12a}$$

Uns interessiert natürlich nicht der Fehler, mit dem die Überzähligen erhalten wurden, sondern die Fehler, mit denen die Spannungen berechnet werden. Ersetzen wir auch im Ausdruck für $\overline{M}$ (Gl. 9) die quergestrichenen Größen, so erhalten wir natürlich das Ergebnis $\overline{M} = M$, da ja die Wahl der Überzähligen an dem Verlauf der Momente nichts ändern kann. Aber auch $\Delta\overline{M}$ ergibt durch Einsetzen der ungestrichenen Größen einen Ausdruck, der identisch ist dem Ausdruck, den wir für ΔM erhalten haben. Das Ergebnis unserer Untersuchung ist

$$\Delta\overline{M} = \Delta M. \tag{13}$$

Wir kommen zu dem unerwarteten Ergebnis, daß die Genauigkeit, mit der die Inanspruchnahme in einem statisch unbestimmten System errechnet wird, von der Art der Wahl des statisch bestimmten Grundfalles unabhängig ist. Die Ableitung, die hier für ein zweifach statisch unbestimmtes System gegeben wurde, gilt ganz allgemein und ist nicht an die der Untersuchung zugrunde gelegte Trägerart gebunden, da wir ein beliebiges Tragwerk unseren Gedanken zugrunde legen können, ohne einen Buchstaben der Anschreibung ändern zu müssen. Auch die Vereinfachung, daß nur eine der überzähligen Größen gewechselt wurde, hat nichts zu sagen, da der Beweis in zwei Schritten geführt werden kann, also z. B. von den Überzähligen B und C über B und U nach V und U. Auch der Grad der statischen Unbestimmtheit, für den obige Ableitung gilt, ist nicht beschränkt. Wir brauchen uns nur vorzustellen, daß das, was wir als statisch bestimmten Grundfall hingestellt haben, ein statisch unbestimmter Grundfall eines mehrfach unbestimmten Tragwerkes sei. Unsere Anschreibungen ändern sich dann nur insofern, als statt der Momente $\mathfrak{M}_i$, die die Momente im statisch bestimmten Grundfall darstellten, jetzt Momente im statisch unbestimmten Grundfall für die Einzelangriffe treten.

Die Richtigkeit der Ableitung ist jedoch an gewisse Voraussetzungen gebunden. Es muß nämlich angenommen werden, daß sämtliche Fehler Δ bestimmtes Vorzeichen tragen. Nur dann können die Ansätze für die Fehler der einzelnen Zwischenglieder so angeschrieben werden, wie es geschehen ist. Nehmen wir hingegen Fehler mit unbestimmten Vorzeichen an, dann müssen wir, um den wahrscheinlichen Fehler in den Überzähligen oder in den Spannungen zu erhalten, überall statt der Summen die Wurzeln aus der Summe der Quadrate der Einzelfehler setzen. Dann kommen wir aber, wie ein einfacher Versuch beweist, nie zu dem vorgezeigten Ergebnis, oder mit anderen Worten: Ergeben sich die Biegeordinaten, das sind die Koeffizienten der Elastizitätsgleichungen, bei der Berechnung oder Konstruktion mit Fehlern mit unbestimmten Vorzeichen, dann ist der wahrscheinliche Fehler im Endergebnis von der Wahl des statisch bestimmten Grundfalles abhängig. Er wird bei geschickter Wahl klein sein, bei unzweckmäßiger Wahl der Überzähligen große Beträge erreichen können.

Um zu einem abschließenden Urteil zu gelangen, müssen wir die Gliederung der Fehler in δ, die im ersten Abschnitt schon behandelt wurden, noch nach den obenerwähnten Gesichtspunkten besonders durchsehen. Die Vernachlässigung der Einflüsse von Quer- und Normalkräften bei der Bestimmung der Durchbiegung bezw. Verschiebung bedingt natürlich Fehler, die immer in demselben Sinne ausschlagen. Ebenso sind Fehler, die durch vereinfachte Annahme des Trägheitsmomenten- oder Flächenverlaufes entstehen, als Fehler mit bestimmtem Vorzeichen zu werten. Es ist einleuchtend, daß durch derartige Abweichungen bedingte Änderungen im Spannungsverlauf immer in derselben Größe wiedererscheinen, wie auch die Überzähligen gewählt werden mögen, da ja hierbei doch immer derselbe, wenn auch von dem vorgegebenen verschiedene Träger berechnet wird. Auch die Genauigkeit, mit der die einzelnen Abmessungen des zu berechnenden Tragwerkes in die Rechnung eingeführt werden müssen, um ein entsprechend genaues Ergebnis zu erhalten, wird bei allen Berechnungsarten gleich sein, da die Fehler, die durch das Behalten einer nur beschränkten Zahl von gültigen Stellen entstehen, ganz bestimmte Abweichungen von den vorgegebenen Abmessungen bedeuten, wenn auch der Sinn der Abweichung unbekannt ist.

Es bleibt nun noch der Fehler zu untersuchen, der aus der Berechnung des Integrales $\delta_{12} = \int \frac{\mathfrak{M}_1\,\mathfrak{M}_2}{EJ}\cdot dx$ oder der Summe $\delta_{12} = \Sigma\,\frac{\mathfrak{S}_1\,\mathfrak{S}_2\,s}{EF}$ entsteht. Hierbei haben wir streng zu unterscheiden, ob die Auswertung rechnerisch oder graphisch geschieht. Bei Auswertung der Summe Σ oder bei direkter Berechnung des Integrales in einfachen Fällen ist, mit Ausnahme des Fehlers, der durch abgekürztes Rechnen entsteht, kein weiterer Fehler zu erwarten. Wir kommen in diesem Falle schon zu dem Endergebnis, daß bei Berechnung von statisch unbestimmten Fachwerken, bezw. bei direkter Integration die Wahl des statisch bestimmten Grundfalles für die Genauigkeit des Endergebnisses gleichgültig ist.

Auch für den Fall, daß das Integral mit Hilfe der Simpson-Formel als Integralbehelf ausgewertet wird, läßt sich dies beweisen: $\delta_{p_1} = \int \frac{\mathfrak{M}_p\,\mathfrak{M}_1}{EJ}\cdot dx$ bedeutet geometrisch ein Normalflächenstück, begrenzt von einer Kurve $\eta_x = \frac{1}{EJ}\cdot\mathfrak{M}_{px}\,\mathfrak{M}_{12}$, von der Abszissenachse und den beiden Endordinaten $x = 0$ und $x = l$. Die Auswertung geschieht derart, daß nur einzelne, in bestimmten Abständen aufeinanderfolgende Ordinaten genau berechnet, die zwischenliegenden Kurventeile aber als

Parabelstücke angenommen werden. Dies bedingt einen Fehler, den wir Formfehler nennen können. Seine Größe hängt im wesentlichen nur von der Form der Begrenzungskurve und von der Zahl der Intervalle ab.

In Gl. 11 haben wir die quergestrichenen Größen als Differenzen von Biegegrößen ohne Querstrich dargestellt, d. h. als Differenzen von Flächen (Abb. 3e, f, g). Es ist nun nachzuweisen, daß auch bei Auswertung der Flächen mit Hilfe der Simpson-Formel die Anschreibung 11a gilt, d. h., daß der Formfehler der Fläche $\bar{\delta}$ gleich ist der Differenz der Formfehler der Einzelflächen.

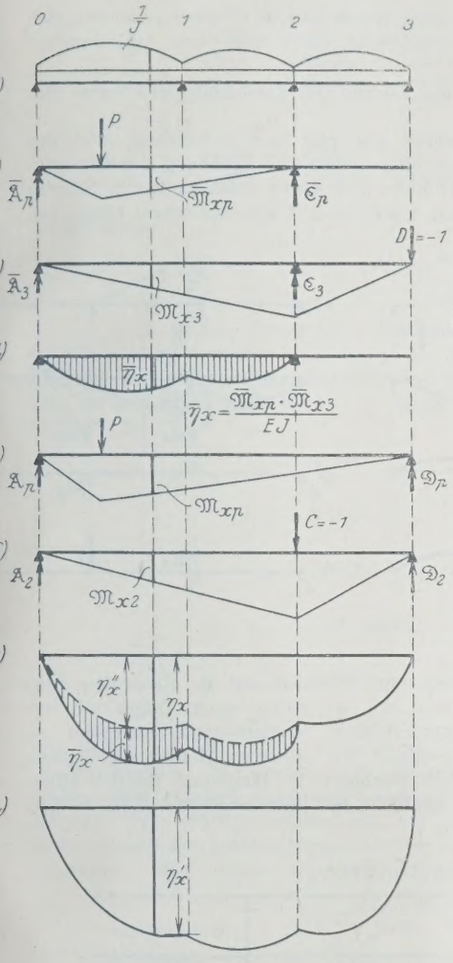


Abb. 3.

Fläche

$$= \int_0^l \frac{\bar{\mathfrak{M}}_{xp}\,\bar{\mathfrak{M}}_{x_3}}{EJ}\cdot dx = \bar{\delta}_{p_3}$$

$$\eta_x = \frac{\mathfrak{M}_{xp}\,\mathfrak{M}_{x_2}}{EJ}$$

Fläche

$$= \int_0^l \frac{\mathfrak{M}_{xp}\,\mathfrak{M}_{x_2}}{EJ}\cdot dx = \delta_{p_2}$$

$$\delta_{p_3} = -\frac{1}{\vartheta_2}\cdot\delta_{p_2} + \delta_{22}\cdot\frac{\vartheta_p}{\delta_2^2}$$

$$\bar{\eta}_x = \eta_x - \eta_x''$$

$$\eta_x' = \frac{\mathfrak{M}_{x_2}^2}{EJ}$$

Fläche

$$= \int_0^l \frac{\mathfrak{M}_{x_2}^2}{EJ}\cdot dx = \delta_{22}.$$

Betrachten wir Abb. 4. Es sei Γ_1 die Begrenzungskurve des Flächenstückes, y_0, y_1, y_2 drei Ordinaten in gleichen Abständen. Nach Simpson berechnen wir nun nicht die Fläche Φ, sondern die von der Parabel G_1 begrenzte Fläche F. Der Formfehler ist $(f_1 - f_2)$

$$\Phi = F + (f_1 - f_2).$$

Durch eine beliebige Kurve Γ_2, die die Ordinaten y_0', y_1', y_2' bezw. y_0'', y_1'', y_2'' abschneidet, teilen wir die Fläche Φ in die Teile Φ_1 und Φ_2,

$$\Phi = \Phi_1 + \Phi_2. \tag{14}$$

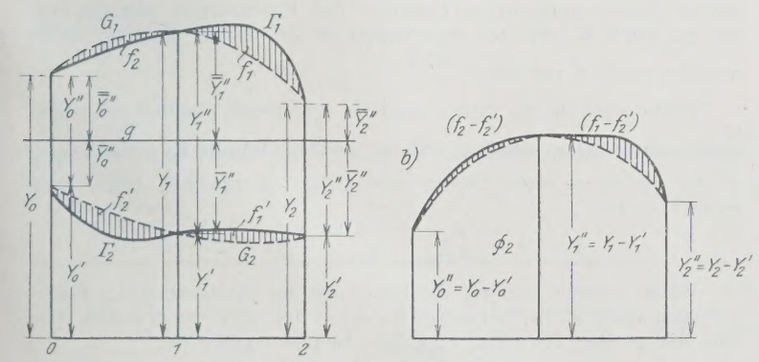


Abb. 4.

Mit der Simpson-Formel berechnen wir nun statt Φ_1 die von der Parabel G_2 begrenzte Fläche F_1 mit dem Formfehler $(f_1' - f_2')$

$$\Phi_1 = F_1 + (f_1' - f_2').$$

Zur Berechnung von Φ_2 denken wir uns eine zur X-Achse parallele Gerade g gelegt, die die Ordinaten y_i'' in die Teile $\bar{y}_i''$ und $\bar{\bar{y}}_i''$ zerlegt. Wir berechnen dann $\bar{F}_2$ als Fläche mit der Begrenzung durch die Parabel G_2 mit dem Formfehler $f_2' - f_1'$

$$\bar{\Phi}_2 = \bar{F}_2 + (f_2' - f_1')$$

und $\bar{\bar{F}}_2$ als Fläche mit der Begrenzung G_1 und dem Formfehler $f_1 - f_2$

$$\bar{\bar{\Phi}}_2 = \bar{\bar{F}}_2 + (f_1 - f_2).$$

Wir erhalten

$$F_2 = \bar{F}_2 + \bar{\bar{F}}_2$$

$$\Phi_2 = \bar{F}_2 + \bar{\bar{F}}_2 + (f_1 - f_2) - (f_1' - f_2') \tag{15}$$

$$= F_2 + (f_1 - f_2) - (f_1' - f_2')$$

$(f_1 - f_2) - (f_1' - f_2')$ bedeutet den Formfehler der Bestimmung des Flächenstückes zwischen Γ_1 und Γ_2.

Ebenso hätten wir aus Gl. 14 bekommen:

$$\Phi_2 = \Phi - \Phi_1$$

$$= F - F_1 + (f_1 - f_2) - (f_1' - f_2') \tag{16}$$

$$= F_2 + (f_1 - f_2) - (f_1' - f_2').$$

Es ist somit für die Größe des Formfehlers einer nach Simpson integrierten Fläche gleichgültig, ob die Fläche direkt aus der Differenz der Ordinaten (Fig. 4b) oder als Differenz der Flächen bestimmt wird.

Wir kommen zu einem andern Ergebnis, wenn wir annehmen, daß die Durchbiegungen graphisch als Ordinaten von Momentenlinien oder Williotplänen bestimmt werden. Abgesehen davon, daß wir es dann mit Fehlern mit unbestimmten Vorzeichen zu tun haben, können wir nicht mehr behaupten, wie es obige Ableitung verlangt, es sei für die Größe der Fehler gleichgültig, ob die Ordinaten einer Biegelinie direkt oder als Differenz verschiedener Biegelinien erhalten wurden.

Es sei $\delta_i = a\,\eta_i$, wobei η_i das Maß der Ordinate der Seillinie darstellen soll, die wir zur Bestimmung der Biegelinie herangezogen haben, und a eine Konstante, die abhängig ist vom Maßstabe der Zeichnung und der Polweite des Krafteckes. Der Fehler in δ_i ist dann

$$\Delta_i = a\,\Delta\eta, \tag{17}$$

wenn $\Delta\eta$ den durch die Zeichenungenauigkeit entstandenen Fehler in der Ordinate bedeuten.

Genauere Untersuchungen der Fehlerquellen, die beim Zeichnen von Momentenlinien mittels Kraft- und Seileck auftauchen,[4]) ergeben, daß $\Delta\eta$ wohl abhängig ist von der Form der Momentenlinie und des Krafteckes,[5]) im groben Durchschnitt aber als eine Konstante angesehen werden kann, die im wesentlichen von der Sorgfalt der Zeichnung abhängig ist (man könnte etwa $\Delta\eta = 0{,}5$ mm für flüchtige Zeichnungen und 0,2 mm bei sehr scharfer und gewissenhafter Konstruktion annehmen). Der absolute Zeichenfehler ist konstant, dafür aber der relative Fehler

$$\varrho_i = \frac{\Delta_i}{\delta_i} = \frac{\Delta\eta}{\eta}$$

sehr verschieden und abhängig hauptsächlich von der Größe des für die Zeichnung gewählten Maßstabes (je größer die Ordinate ist, die abgegriffen wird, um so kleiner wird der relative Fehler sein). Der relative Fehler ϱ_i läßt sich aber durch Steigerung des Zeichenmaßstabes nicht beliebig herabsetzen, da einerseits die zur Verfügung stehende Zeichenfläche begrenzt ist, anderseits aber mit zunehmender Größe der Zeichnung, von einem bestimmten Punkte an, die Fehler wieder zu wachsen beginnen.

Bestimmen wir die Biegeordinaten direkt, so werden wir unsere Zeichnung so einrichten, daß die Ordinaten, die gemessen werden sollen, in günstiger Größe erscheinen. Bestimmen wir aber $\bar{\eta}$ als Differenz zweier Ordinaten η_1 und η_2, so werden wir für η_1 und η_2 die obige Forderung erfüllen können, so daß wir zwar erwarten können, daß aus

$$\Delta\eta_1 = \Delta\eta_2 = \Delta\bar{\eta} \quad \text{auch}$$

$$\frac{\Delta\eta_1}{\eta_1} = \frac{\Delta\eta_2}{\eta_2} = \frac{\Delta\bar{\eta}}{\bar{\eta}} \quad \text{hervorgeht.}$$

Der relative Fehler in $\bar{\eta} = \eta_1 - \eta_2$ wird aber

$$\frac{\Delta\bar{\eta}}{\bar{\eta}} = \pm\frac{\Delta\eta\sqrt{2}}{\eta_1 - \eta_2}$$

wesentlich größer als vorhin.[6])

In Gl. 17 ist $\Delta\eta$ eine Konstante, die von dem Maßstabe der Zeichnung abhängige Größe a können wir für verschiedene Gruppen der Biegegrößen als gleich annehmen. So werden wir mit Bezug auf Abb. 1 wohl die aus

[4]) Z. B. ungenaues Auftragen von Strecken, ungenaues Abmessen von Ordinaten, Fehler im Ziehen von Parallelen, Fehler, die durch die Ungenauigkeit beim Ziehen einer Geraden durch einen Punkt, der bestimmt ist durch den Schnittpunkt zweier anderer Geraden, entstehen.

[5]) Es gibt eine günstigste Form des Krafteckes, etwa bei einer Neigung der äußeren Seilstrahlen von 45°.

[6]) Es sei z. B. $\bar{\eta} = 10$ cm, $\eta_1 = 12$ cm, $\eta_2 = 9$ cm, $\Delta\eta = 0{,}05$ cm. Wir erhalten $\frac{\Delta\eta}{\eta} = \frac{0{,}05}{10} = 0{,}005$ und $\frac{\sqrt{2}\,\Delta\eta}{\eta_1 - \eta_2} = \frac{1{,}41 \cdot 0{,}05}{12 - 9} = 0{,}024$!

den Hilfsangriffen hervorgehenden Biegelinien mit gleichem Maßstab zeichnen (a) (wenn die Hilfsangriffe gleichartig sind, also nicht Stützenmomente und Auflagerdrücke gleichzeitig), während die Biegelinien, die vom Lastangriff P herrühren (wenn es sich nicht um Bestimmung von Einflußlinien handelt, wo P auch eine Last Eins wie die übrigen Hilfsangriffe ist), mit einem anderen Maßstab (a_p) konstruiert werden müssen, um annähernd gleich große Ordinaten zu erhalten. Zur Abkürzung bezeichnen wir

$$\frac{a_p}{a} = \alpha$$

und erhalten mit Bezug auf Abb. 1 und Gl. 2, 3, 4

$$(18)\quad \begin{cases} \Delta N = \Delta\eta\, a\,(\delta_{11} + \delta_{22} - 2\,\delta_{12}) \\ \Delta Z_B = \Delta\eta\, a\,[\alpha\,(\delta_{22} - \delta_{12}) + \delta_{p_1} - \delta_{p_2}) \\ \Delta Z_c = \Delta\eta\, a\,[\alpha\,(\delta_{11} - \delta_{12}) + \delta_{p_2} - \delta_{p_1}). \end{cases}$$

Es ist wohl zu beachten, daß $\Delta\eta$ ein Fehler mit unbestimmtem Vorzeichen ist, der mit derselben Wahrscheinlichkeit positiv oder negativ auftreten kann. Wir hätten also streng richtig anschreiben sollen:

$$\Delta N = \Delta\eta\, a\,(\pm\delta_{11} \pm \delta_{22} \mp 2\,\delta_{12})$$

oder, wenn wir die wahrscheinlichen Gesamtfehler suchen:

$$(18\,a)\quad \begin{cases} \Delta N = \pm\,\Delta\eta\, a\,\sqrt{\delta_{11}^2 + \delta_{22}^2 + 4\,\delta_{12}^2} \\ \Delta Z_B = \pm\,\Delta\eta\, a\,\sqrt{\alpha^2\,(\delta_{22}^2 + \delta_{12}^2) + \delta_{p_1}^2 + \delta_{p_2}^2} \\ \Delta Z_c = \pm\,\Delta\eta\, a\,\sqrt{\alpha^2\,(\delta_{11}^2 + \delta_{12}^2) + \delta_{p_1}^2 + \delta_{p_2}^2}. \end{cases}$$

Wir würden aber einen groben Fehler begehen, wenn wir in die Gl. 4, die den Fehler ΔM angibt, die Fehlerwerte ΔN, ΔZ_B, ΔZ_c nach Gl. 18a einsetzen wollten und dann die erhaltenen Ausdrücke zu vereinfachen versuchten. Wir müssen vielmehr die Fehlerwerte nach Gl. 18 einsetzen, die Fehler also zunächst als bestimmte Fehler behandeln und erst nach der Vereinfachung der Ausdrücke wieder auf unbestimmte Vorzeichen zurückgreifend, die Wurzel aus der Summe der Quadrate der Elementarfehler einsetzen. Wir erhalten zunächst

$$\Delta M = -\frac{\Delta\eta}{N}\cdot a\,\Big\{[\alpha\,(\delta_{22} - \delta_{12}) + \delta_{p_1} - \delta_{p_2}]\,\mathfrak{M}_1 + [\alpha\,(\delta_{11} - \delta_{12}) + \delta_{p_2} - \delta_{p_1}]\,\mathfrak{M}_2 - [\delta_{11} - \delta_{22} - 2\,\delta_{12}]\,(\mathfrak{M}_1\,B + \mathfrak{M}_2\,C)\Big\},$$

woraus durch entsprechende Vereinfachung sich ergibt

$$\Delta M = +\frac{\Delta\eta\, a}{N}\Big\{(\mathfrak{M}_2 - \mathfrak{M}_1)\,(\delta_{p_1} + \delta_{p_2}) - \delta_{11}\,(\alpha\,\mathfrak{M}_2 - \mathfrak{M}_1\,B - \mathfrak{M}_2\,C) - \delta_{22}\,(\alpha\,\mathfrak{M}_1 - \mathfrak{M}_1\,B - \mathfrak{M}_2\,C) + \delta_{12}\,(\alpha\,\mathfrak{M}_1 + \alpha\,\mathfrak{M}_2 - 2\,\mathfrak{M}_1\,B - 2\,\mathfrak{M}_2\,C)\Big\}.$$

Wir setzen

$$-\mathfrak{M}_1\,B - \mathfrak{M}_2\,C = M - \mathfrak{M}_p$$
$$\alpha\,\mathfrak{M}_2 + M - \mathfrak{M}_p = \nu$$
$$\alpha\,\mathfrak{M}_1 + M - \mathfrak{M}_p = \varrho$$

und erhalten weiter

$$\Delta M = \frac{\Delta\eta\, a}{N}\Big\{\frac{1}{\alpha}\,(\delta_{p_1} + \delta_{p_2})\,(\nu - \varrho) + [\delta_{12}\,(\nu + \varrho) - \delta_{11}\,\nu - \delta_{22}\,\varrho]\Big\}$$

und durch Einführung der unbestimmten Vorzeichen den wahrscheinlichen Fehler

$$(19)\quad \Delta M = \pm\frac{\Delta\eta\, a}{N}\sqrt{\frac{1}{\alpha^2}\,(\delta_{p_1}^2 + \delta_{p_2}^2)\,(\nu - \varrho)^2 + [\delta_{12}^2\,(\nu + \varrho)^2 + \delta_{11}^2\,\nu^2 + \delta_{22}^2\,\varrho^2]}.$$

Wählen wir einen anderen statisch bestimmten Grundfall, so erhalten wir mit den entsprechenden Bezeichnungen

$$(20)\quad \Delta\overline{M} = \pm\frac{\Delta\eta\, a}{N}\sqrt{\frac{1}{\alpha^2}\,(\delta_{p_1}^2 + \delta_{p_2}^2)\,(\nu - \varrho)^2 + [\delta_{12}^2\,(\nu + \varrho)^2 + \delta_{11}^2\,\nu^2 + \delta_{22}^2\,\varrho^2]}.$$

Nach Gl. 12 ist

$$N_{13} = \frac{1}{\vartheta_{23}^2}\cdot N_{12},$$

wobei die Indizes der N die Überzähligen andeuten (Abb. 1 u. 2). ϑ_{23} ist die Reaktion an der Stelle 3 für den Angriff $X_2 = -1$ im Grundfall (1, 2) oder die Reaktion an der Stelle 2, hervorgerufen durch eine Kraft $X_3 = -1$ im Grundfall (1, 3). In allgemeiner Anschreibung erhalten wir für die Änderung des statisch bestimmten Grundfalles durch Ersatz einer Überzähligen durch eine andere:

$$N_{nl} = \frac{1}{\vartheta_{ml}^2}\cdot N_{nm}$$

und mit

$$N_{kl} = \frac{1}{\vartheta_{kn}^2}\cdot N_{nl}$$

erhalten wir

$$(21)\quad N_{kl} = \frac{1}{\vartheta_{ml}^2}\cdot\frac{1}{\vartheta_{kn}^2}\cdot N_{nm}$$

als Verknüpfung der Nenner der Lösungen der Elastizitätsgleichungen, wenn in einem zweifach statisch unbestimmten System der Grundfall vollständig geändert wird.

Mit Hilfe der Gl. 19, 20 u. 21 können wir verschiedene statisch bestimmte Grundfälle auf die Genauigkeit, mit der sie bei Anwendung zeichnerischer Verfahren die Berechnung des Tragwerkes gestatten, untersuchen.

Der Aufbau der Gl. 19 legt die Vermutung nahe, daß ein kleiner Fehler in M, also eine große Genauigkeit der Berechnung zu erwarten ist, wenn:

1. die Verschiebungen δ kleine Werte sind, d. h. die Formänderungen des statisch bestimmten Grundsystems unter Last- und Hilfsangriffen klein sind;

2. die Nenner, die bei der Lösung der Elastizitätsgleichungen auftreten, groß sind.

An einem einfachen Beispiel soll nun gezeigt werden, daß mit richtiger Wahl der Überzähligen eine wesentliche Erhöhung der Genauigkeit erzielt werden kann. Wir betrachten einen Balken auf vier Stützen mit gleichen Feldweiten l und konstantem Trägheitsmoment (Abb. 5a).

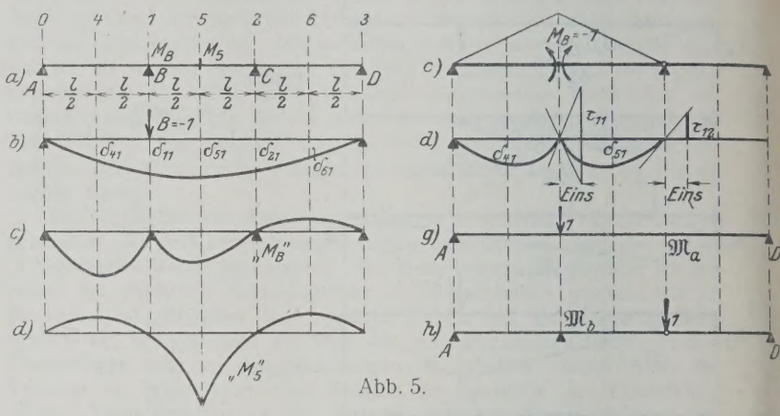


Abb. 5.

Wir nehmen bei der Berechnung keine Rücksicht auf die elementare Einfachheit des Falles und denken uns, wir hätten einen Träger mit ungleichen Stützweiten und veränderlichem Trägheitsmomentenverlauf zu berechnen. Als Überzählige wählen wir zunächst wieder die beiden Auflagerdrücke B und C. Durch Zeichnen der Biegelinie für den Hilfsangriff $B = -1$ erhalten wir sämtliche zur Berechnung der Einflußlinien nötigen Koeffizienten (Abb. 5b).

Tabelle der δ_{i_1}.

δ_{41}	δ_{11}	δ_{51}	δ_{21}	δ_{61}	Multiplikator
0,264	0,444	0,479	0,389	0,215	$\frac{l^3}{EJ}$

Der Nenner der Elastizitätsgleichungen berechnet sich aus

$$N = \delta_{11}\,\delta_{22} - \delta_{12}^2 \quad \text{zu} \quad N = 0{,}0462\cdot\frac{l^6}{(EJ)^2}.$$

In der Tafel I (S. 489) ist die Untersuchung der Genauigkeit der Einflußlinien für die Biegemomente M_B und M_5 durch entsprechende Berechnung der Gl. 19 durchgeführt. Da wir Einflußlinien suchen, die δ_{pi} also auch von Lasten „Eins" herrührend gedacht werden müssen, ist α gleich 1 zu setzen. Durch sinngemäßes Einsetzen der Koeffizienten gelangen wir bis zur Spalte W, die den Wurzelausdruck der Gl. 19 darstellt, durch Division durch N zur Spalte $\frac{W}{N}$.

Nehmen wir an, wir hätten sämtliche δ graphisch ermittelt und hätten unsere Zeichnung so angelegt, daß der größten Ordinate $\delta_{51} = 0{,}479\cdot\frac{l^3}{EJ}$ in der Zeichnung eine Strecke von 10 cm entsprochen hätte. Wir rechnen daraus

$$a = \frac{\delta_{51}}{10\text{ cm}} = \frac{0{,}479}{10\text{ cm}}\cdot\frac{l^3}{EJ}.$$

Weiter nehmen wir an, wir hätten bei der Bestimmung der Biegeordinaten einen mittleren Fehler von $\Delta\eta = \pm 0{,}02$ cm zu erwarten, also eine sehr genaue Zeichnung angelegt. Hieraus ergibt sich

$$\Delta\eta\, a = \pm\,0{,}000\,96\cdot\frac{l^3}{EJ}.$$

Mit diesem Wert erhalten wir die in der Spalte 14 angewiesenen Werte ΔM oder in der Spalte 15 $\frac{\Delta M}{M}$.

Wie wir sehen, nehmen die Fehler beträchtliche Werte an, trotzdem wir eine sehr genau gezeichnete Biegelinie angenommen haben.

Tafel 1.

Einflußlinie	Laststellung	M	$\mathfrak{M}_p$	ν	ϱ	$\nu-\varrho$	$\nu+\varrho$	R	S	T	U	W	$\frac{W}{N}$	ΔM	$\frac{\Delta M}{M}$	Anmerkung
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
M_A	4	— 0,100	+ 0,333	— 0,100	+ 0,233	— 0,333	+ 0,133	0,0130	0,0027	0,00196	0,0107	0,168	3,65	0,003 50	3,5	$\mathfrak{M}_1 = 0{,}667\,l$
	1	0,000	+ 0,667	— 0,333	0,000	— 0,333	— 0,333	0,0387	0,0167	0,0218	—	0,259	5,62	0,005 28	∞	$\mathfrak{M}_2 = 0{,}330\,l$
	5	— 0,075	+ 0,500	— 0,242	+ 0,091	— 0,333	— 0,151	0,0508	0,0035	0,0116	0,00163	0,260	5,64	0,005 40	7,2	
	2	0,000	+ 0,333	0,000	+ 0,333	— 0,333	+ 0,333	0,0387	0,0167	—	0,0220	0,295	6,40	0,006 12	∞	
	6	+ 0,026	+ 0,167	+ 0,191	+ 0,524	— 0,333	+ 0,715	0,0130	0,0770	0,0072	0,0542	0,286	6,20	0,005 95	24	
M_5	4	— 0,0375	+ 0,250	+ 0,2125	+ 0,2125	0,000	0,425	—	0,1655	0,0940	0,0940	0,213	4,62	0,004 43	12	$\mathfrak{M}_1 = \mathfrak{M}_2$
	1	0,000	+ 0,500	0,000	0,000	0,000	0,000	—	—	—	—	—	0,00	—	—	$= 0{,}500\,l$
	5	+ 0,175	+ 0,750	— 0,075	— 0,075	0,000	— 0,150	—	0,0584	0,0665	0,0665	0,111	2,40	0,002 30	13	
Multiplikator		l	l	l	l	l	l	$\left(\frac{l^4}{EJ}\right)^2$	$\left(\frac{l^4}{EJ}\right)^2$	$\left(\frac{l^4}{EJ}\right)^{12}$	$\left(\frac{l^4}{EJ}\right)^2$	$\frac{l^4}{EJ}$	$\frac{EJ}{l^2}$	l	$\pm\,\%$	

$$R = \left(\delta_{p_1}^2 + \delta_{p_2}^2\right)(\nu-\varrho)^2 \qquad S = \delta_{12}^2\,(\nu+\varrho)^2 \qquad T = \delta_{11}\,\nu^2 \qquad U = \delta_{22}\,\varrho^2.$$

In einer zweiten Berechnung wollen wir nun die Stützenmomente als Überzählige einführen (Abb. 5c u. d). Sämtliche zur Berechnung der Einflußlinien erforderlichen Koeffizienten erhalten wir aus einer Biegelinie für den Hilfsangriff $M_2 = -1$. Wir erhalten mit den Bezeichnungen der Abb. 5d

$$\tau_{11} = 0{,}666 \cdot \frac{l}{EJ}$$

$$\tau_{12} = 0{,}166 \cdot \frac{l}{EJ}$$

$$\delta_{41} = 0{,}0625 \cdot \frac{l^2}{EJ}, \quad \delta_{42} = 0$$

$$\delta_{51} = \delta_{52} = 0{,}0625 \cdot \frac{l^2}{EJ}$$

$$\delta_{62} = 0{,}0625 \cdot \frac{l^2}{EJ}, \quad \delta_{61} = 0$$

$$\delta_{11} = 0, \quad \delta_{22} = 0.$$

Wir dürfen nun nicht ohne weiteres mit den gefundenen Werten in die Gl. 19 eingehen. Wir dürfen nicht übersehen, daß wir zwar alle Biegegrößen einer einzigen Zeichnung, aber nicht in demselben Maßstab entnehmen. Wir nehmen wieder an, wir hätten unsere Zeichnung derart angelegt, daß die größten Biegeordinaten in einer Größe von etwa 10 cm erscheinen. Wir erhalten als Maßstab der Biegeglieder

$$a_p = \frac{0{,}0625}{10\text{ cm}} \cdot \frac{l^2}{EJ}.$$

Die Verdrehungen über den Stützen können wir als den Abschnitt der Tangente der Biegelinie in der Entfernung 1 deuten. Wir wollen diese Entfernung „1" derart wählen, daß die absolute Größe der zu messenden Ordinate wieder etwa 10 cm wird. Aus dieser Forderung erhalten wir

$$a = \frac{0{,}666}{10\text{ cm}} \cdot \frac{l}{EJ},$$

aus a_p und a ergibt sich

$$\varkappa = \frac{a_p}{a} = 0{,}1\,l,$$

für $\Delta\eta = 0{,}02$ cm (wie vorhin)

erhalten wir $\Delta\eta\,a = 0{,}666 \cdot \frac{l}{EJ} \cdot 0{,}002 = 0{,}00133 \cdot \frac{l}{EJ}$.

Der Nenner ist $N = \tau_{11}\,\tau_{22} - \tau_{12}^2$

$$= 0{,}416 \cdot \left(\frac{l}{EJ}\right)^2.$$

Wir führen die Berechnung der Fehler in Tafel 2 durch und kommen zu dem Ergebnis, daß die zweite Art der Annahme der statisch Überzähligen eine wesentlich genauere Berechnung gestattet. Während im ersten Falle die Anwendung graphischer Verfahren nicht mehr zulässig erschien, kann im zweiten Falle diese Berechnungsart ohne weiteres angewendet werden.

Wir wollen diese gewiß interessanten Untersuchungen nicht weiter fortsetzen, sondern begnügen uns vorläufig mit folgendem Ergebnis der Untersuchung:

Bei Anwendung durchweg rechnerischer Verfahren ist es bei sonst gleichartiger Führung der Rechnung unmöglich, durch besondere Wahl des statisch bestimmten Grundsystems die Genauigkeit der Berechnung der Spannungen zu vergrößern. Es wird sich daher empfehlen, das Grundsystem so zu wählen, daß die zur Aufstellung der Elastizitätsgleichung nötigen Biegegrößen leicht und übersichtlich ermittelt werden können, und es ist auch die Möglichkeit einer einfachen Bestimmung der Einflußlinien für die Querschnittsgrößen aus den Einflußlinien der Überzähligen in Betracht zu ziehen und weniger darauf zu achten, eine einfache Lösung der Elastizitätsgleichung zu erhalten. Wie die Erfahrung zeigt, ist die Arbeit, die mit der Berechnung und Kontrolle der Koeffizienten verbunden ist, wesentlich größer und umständlicher, als die Auflösung selbst mehrgliedriger Elastizitätsgleichungen. Besonders die Kontrolle der berechneten Koeffizienten, die nur durch Parallelrechnung durchgeführt werden kann, ist sehr zeitraubend und unangenehm, während die Kontrolle der richtigen Auflösung eines Gleichungssatzes rasch erledigt ist. Voraussetzung ist natürlich, daß eine gute Rechenmaschine zur Verfügung steht.

Bei zeichnerischer Bestimmung der Koeffizienten ist eine genaue Überlegung der Wahl der Überzähligen wohl am Platze, da, wie gezeigt, der Einfluß der Zeichenungenauigkeit wesentlich herabgesetzt werden kann.

Im weiteren Verlaufe der Arbeit soll nun ein Verfahren zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme entwickelt werden, das erlaubt, einen Großteil der Rechenarbeit durch einfache graphische Konstruktion oder Rechenschieberrechnung zu ersetzen, ohne eine wesentliche Einbuße an Genauigkeit befürchten zu müssen.

3. Berechnung von Einflußlinien als Biegelinien.

Der allgemeine Ansatz zur Berechnung der Überzähligen eines $n$fach statisch unbestimmten Systems[7]) lautet (Abb. 6):

[7]) Oder eines $r$fach statisch unbestimmten Systemes mit $(r-n)$fach statisch unbestimmtem Grundfall.

Tafel 2.

Einflußlinie	Laststellung	M	$\mathfrak{M}_p$	ν	ϱ	$\nu-\varrho$	$\nu+\varrho$	R	S	T	U	W	$\frac{W}{N}$	ΔM	$\frac{\Delta M}{M}$	Anmerkung
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
M_A	4	— 0,100	0	— 0,100	0,000	— 0,10	— 0,10	0,003 92	0,000 28	0,004 45	0	0,093	0,224	0,000 30	0,30	$\varkappa\,\mathfrak{M}_1 = +0{,}10\,l$
	5	0,000	0	0,000	0,100	— 0,10	+ 0,10	0	0,000 28	0	0,004 45	0,069	0,166	0,000 22	∞	$\varkappa\,\mathfrak{M}_2 = 0$
	1	— 0,075	0	— 0,075	0,025	— 0,10	— 0,05	0,007 84	0,000 70	0,002 50	0,002 80	0,108	0,260	0,000 35	0,47	
	2	0,000	0	0,000	0,100	— 0,10	+ 0,10	0	0,000 28	0	0,004 45	0,069	0,166	0,000 22	∞	
	6	+ 0,025	0	+ 0,025	0,125	— 0,10	+ 0,150	0,003 92	0,000 62	0,000 28	0,006 95	0,108	0,260	0,000 35	1,40	
M_5	4	— 0,0375	0	+ 0,0125	0,0125	0	+ 0,025	0	0,000 02	0,000 07	0,000 07	0,013	0,028	0,000 04	0,10	$\varkappa\,\mathfrak{M}_1 = 0{,}05\,l$
	1	0,000	0	+ 0,050	0,050	0	+ 0,10	0	0,000 28	0,001 11	0,001 11	0,050	0,101	0,000 13	∞	$\varkappa\,\mathfrak{M}_2 = 0{,}05\,l$
	5	+ 0,175	+ 0,250	+ 0,225	0,225	0	+ 0,555	0	0,008 40	0,022 40	0,022 40	0,230	0,500	0,000 67	0,38	
Multiplikator		l	l	l	l	l	l	$\left(\frac{l^2}{EJ}\right)^2$	$\left(\frac{l^2}{EJ}\right)^2$	$\left(\frac{l^2}{EJ}\right)^2$	$\left(\frac{l^2}{EJ}\right)^2$	$\left(\frac{l^2}{EJ}\right)$	EJ	l	$\pm\,\%$	

$$R = \Delta_{\varkappa_2}\left(\delta_{p_1}^2 + \delta_{p_2}^2\right)(\nu-\varrho)^2 \qquad S = \delta_{12}^2\,(\nu+\varrho)^2 \qquad T = \delta_{11}^2\,\nu^2 \qquad U = \delta_{22}^2\,\varrho^2.$$

$$(22)\qquad \begin{cases} X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} + \cdots & X_n\delta_{1n} = {}_\xi\delta_{p_1} \\ \vdots & \vdots \\ X_1\delta_{n_1} + X_2\delta_{n_2} + \cdots & X_n\delta_{nn} = {}_\xi\delta_{pn} \end{cases}$$

also

$$i\sum_1^n k \sum_1^n \delta_{ik} X_k = {}_\xi\delta_{pi}.$$

Die Koeffizienten haben die bekannte Bedeutung:

δ_{ik} ist die Verschiebung (Verdrehung) des Punktes i unter Wirkung des Hilfsangriffes $X_k = -1$ am statisch bestimmten (oder unbestimmten) Grundfall;

${}_\xi\delta_{pi}$ die Verschiebung des Punktes i des Grundfalles unter der Last $P_\xi = 1$. Die Einflußlinie für δ_{pi} ergibt sich als Biegelinie des Grundfalles bei Belastung mit $X_i = -1$ im Punkte i.

Die Lösung der Gl. 22 ist:

$$(23)\qquad {}_\xi X_k = \frac{1}{N}\left(a_{1k}\,{}_\xi\delta_{p_1} + a_{2k}\,{}_\xi\delta_{p_2} + \cdots\right) = i\sum_1^n \frac{a_{ik}}{N}\cdot {}_\xi\delta_{pi},$$

wenn a_{1k} die entsprechenden Unterdeterminanten bedeuten.

Die Einflußlinie X_k ergibt sich als Summe von Biegelinien, die mit gewissen Koeffizienten $\frac{a_{ik}}{N}$ multipliziert wurden.

Gl. 23 läßt sich auch noch in anderer Art deuten: Statt zunächst die Biegelinien unter den Lasten $X_i = -1$ zu berechnen, die Ordinaten dann mit den Koeffizienten $\frac{a_{ik}}{N}$ zu multiplizieren und schließlich die Summen zu bilden, können wir auch den „Grundfall" unseres Systems mit den Lasten $X_{1k} = \frac{a_{1k}}{N}$, $X_{2k} = \frac{a_{2k}}{N} \cdots X_{ik} = \frac{a_{ik}}{N}$ in den Punkten $1, 2 \cdots i$ belegen. Die von dieser summarischen Belastung erzeugte Biegelinie des Trägers ist dann die gesuchte Einflußlinie für X_k (Abb. 6c).

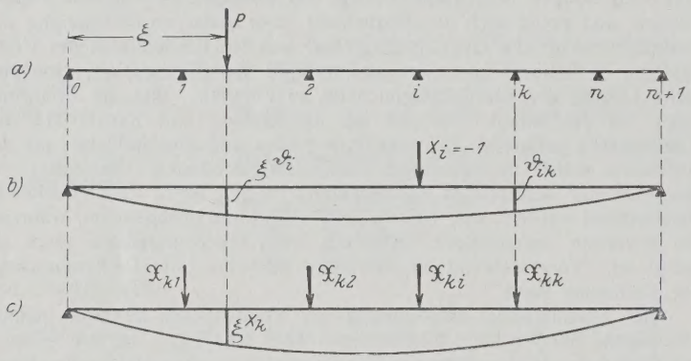


Abb. 6.

Die Größen $X_{ik} = \frac{a_{ik}}{N}$, die also als Kräfte zu deuten sind, lassen sich schematisch durch Auflösen des folgenden Gleichungssystems berechnen:

$$(24)\qquad \begin{cases} & \text{Kolonne: } 1 & 2 & \cdot\cdot & i & k \\ \text{Zeile } 1 \cdots & X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} + \cdots X_1\delta_{1i} = 1 & 0 & \cdot\cdot & 0 & 0 \\ \text{Zeile } 2 \cdots & X_1\vartheta_{12} + X_2\vartheta_{22} + \cdots X_1\vartheta_{2i} = 0 & 1 & \cdot\cdot & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & & & & \\ \text{Zeile } i \cdots & X_1\vartheta_{1i} + X_2\vartheta_{2i} + \cdots X_1\vartheta_{1i} = 0 & 0 & \cdot\cdot & 1 & 0 \\ \vdots & \vdots & & & & \\ \text{Zeile } k \cdots & X_1\vartheta_{1k} + X_2\vartheta_{2k} + \cdots X_1\vartheta_{ik} = 0 & 0 & \cdot\cdot & 0 & 1 \end{cases}$$

Wir erhalten diese n Gleichungssätze, wenn wir in Gl. 22 ${}_\xi\delta_{pi}$ entsprechend durch 0 bezw. 1 ersetzen.

Die Wurzeln des Gleichungssatzes k (mit ${}_\xi\delta_{pi} = 0$ für $i \neq k$ und ${}_\xi\delta_{pi} = 1$ für $i = k$): $X_{k_1} \cdots, X_{k_2} \cdots, X_{ki} \cdots, X_{kk}, X_{kn}$[8]) sind die Belastungen, die in den Punkten i wirkend die Einflußlinie X_k liefern.

Die Richtigkeit obiger Anschreibung ist einfach durch Einsetzen in Gl. 23 zu erweisen.

Die beiden angeführten Arten der Berechnung von Einflußlinien der Überzähligen, als Summe von Biegelinien von Lasten $X_i = -1$ oder als Biegelinien von summarischer Belastung herrührend, sind theoretisch wohl bekannt, in der Praxis hat der erstangedeutete Rechengang eine viel weitere Verbreitung gefunden als der zweite, obwohl dieser wesentliche Vorzüge besitzt. (S. z. B. Domke im Handbuch für Eisenbetonbau, 2. Aufl., Bd. 10.)

Bevor wir zur Durchführung eines Zahlenbeispieles schreiten, wollen wir die zu erhoffenden Vorteile abschätzen. Denken wir, wir hätten einen Balken auf fünf Stützen mit ungleichen Feldweiten und veränderlichem Trägheitsmomentenverlauf gegeben uud wollten die Einflußlinien der drei Überzähligen bestimmen. Es genüge hierbei die Angabe der Ordinaten in den Achtelpunkten der einzelnen Felder.

Nach der gewohnten Art der Berechnung sind bei drei verschiedenen Belastungsfällen zusammen $8 \cdot 4 \cdot 3 = 96$ Ordinaten von Biegelinien genau zu berechnen,[9]) um aus ihnen erst durch entsprechende Differenzenbildung die Einflußordinaten zu erhalten. Die Berechnung der Biegelinien muß sorgfältig geschehen, da das endgültige Ergebnis als ungünstige Differenz der einzelnen Ordinaten erscheint. Eine graphische Ermittlung der Biegelinien für die drei Belastungsfälle ($X_1 = -1$) wird mit Rücksicht auf die notwendige Genauigkeit unmöglich sein. Die 96 Ordinaten sind rechnerisch (z. B. mit der Simpsonformel als Integralbehelf) zu bestimmen.

Die Ermittlung der Einflußlinien aus den Biegelinien läuft schließlich auf die Auflösung von $4 \cdot 8 = 32$ Sätzen von je dreigliedrigen linearen Gleichungen hinaus.

Nach dem zweiten Verfahren brauchen wir nur die sechs Koeffizienten der drei linearen Gleichungen genau rechnerisch zu bestimmen. Dann sind drei Gleichungssätze einfacher Bauart (rechte Seite!) aufzulösen, um die drei Belastungsgruppen für die drei Einflußlinien zu erhalten. Die Bestimmung der drei Biegelinien des Tragwerkes für diese Belastung, die die drei Enflußlinien darstellen, braucht nun nicht mehr mit derselben peinlichen Genauigkeit zu geschehen wie vorhin die Berechnung der 96 Ordinaten. Es wird in allen Fällen eine graphische Auswertung (nach Mohr als Momentenlinie für die entsprechende Belastung $\frac{M}{J}$ oder mittels Williotplanes) genügen, denn diese liefert die endgültigen Einflußordinaten, deren Genauigkeit durch keinerlei Differenzbildung mehr herabgesetzt wird. Diese Differenzbildung wurde vielmehr schon mit den genau berechneten Belastungsgrößen vorgenommen.

Aus den gefundenen statisch Überzähligen sind nun die Einflußlinien für Momente und Querkräfte in den einzelnen Querschnitten bezw. für die Stabkräfte zu bestimmen. Wir erhalten z. B. für das Biegemoment in Querschnitt a (wir denken wieder an unseren Balken auf mehreren Stützen, Abb. 6a) die Beziehung

$$(25)\qquad M_a = \mathfrak{M}_p - X_1\mathfrak{M}_{1a} - X_2\mathfrak{M}_{2a} \cdots$$

Die Einflußlinie für M_a ist also wieder gegeben als Differenz verschiedener Momentenlinien bezw. Biegelinien. Nach unserer obigen Ableitung können wir auch diese Differenzen ersetzen durch direkt bestimmte Biegelinien für besondere Belastungen, die sich aus den Größen X_{ik} berechnen lassen. $\mathfrak{M}_{ai}$ sind bekannte Momente des Hilfsangriffes $X_i = -1$ in bezug auf den fraglichen Punkt a, also leicht berechenbare Größen. Wir führen in Gl. 25 an Stelle der X_k nach Gl. 23 die entsprechenden X_k ein und erhalten

$$-\overline{\mathfrak{M}}_a = X_1\mathfrak{M}_{1a} + X_2\mathfrak{M}_{2a} + \cdots = \mathfrak{M}_{1a}\,i\sum_1^n X_{1i}\delta_{pi} + \mathfrak{M}_{2a}\,i\sum_1^n X_{2i}\delta_{pi} + \cdots + \mathfrak{M}_{ka}\,i\sum_1^n H_{ik}\delta_{pi}.$$

Um $-\overline{\mathfrak{M}}$ als Biegelinie zu erhalten, müssen wir den Balken, entsprechend vorstehender Betrachtung, im Punkte 1 belasten mit

$$P_1 = X_{11}\mathfrak{M}_{1a} + X_{12}\mathfrak{M}_{2a} + \cdots X_{1k}\mathfrak{M}_{ka} = k\sum_1^n X_{1k}\mathfrak{M}_{ka}.$$

Die Belastung für den Punkt i ergibt sich zu

$$(26)\qquad P_i = X_{1i}\mathfrak{M}_{1a} + X_{2i}\mathfrak{M}_{2a} + \cdots X_{ik}\mathfrak{M}_{ka} = k\sum_1^n X_{ik}\mathfrak{M}_{ka} \cdots$$

Haben wir einen vollwandigen Träger vor uns und wollen diese Biegelinie nach Mohr bestimmen, so haben wir zunächst für diese Lasten P_i die Momentenlinie zu rechnen, die Biegelinie, die $-\overline{\mathfrak{M}}_a$ darstellt, ist dann die Momentenlinie für Belastung des Balkens mit den vorberechneten, durch EJ geteilten Momenten. Die Einflußlinie für $\mathfrak{M}_p$ läßt sich als Momentenlinie des Balkens für Belastung mit $P = 1$ an der Stelle a deuten. Fügen wir diese Last $P_a = 1$ in entsprechendem Sinne zur Belastung mit der durch EJ geteilten Momentenlinie hinzu, so erhalten wir, wenn wir die Momentenlinie für diese Belastung zeichnen, direkt die Einflußlinie für M_a.

Handelt es sich um die Berechnung eines Fachwerkträgers, so lautet die der Gl. 25 entsprechende Anschreibung der Einflußlinie für eine Stabkraft mit den üblichen Bezeichnungen

$$(27)\qquad S_a = \mathfrak{S}_p - X_1\mathfrak{S}_{1a} - X_2\mathfrak{S}_{2a} \cdots - X_i\mathfrak{S}_{ia} \cdots$$

Um $-\overline{S} = X_1\mathfrak{S}_{1a} + X_2\mathfrak{S}_{2a} + X_i\mathfrak{S}_{ia}$ als Biegelinie zu erhalten, haben wir den Träger in den Punkten i zu belasten mit den Kräften

$$(28)\qquad P_i = k\sum_0^n {}_\xi X_{ik}\mathfrak{S}_{ka} \cdots$$

[8]) Es ist natürlich $X_{ki} = X_{ik}$.

[9]) Die durch zweckmäßige Wahl der Überzähligen mögliche Vereinfachung der Rechnung wollen wir jetzt nicht berücksichtigen.

Für diese Belastung sind mittels eines Kräfteplanes die Stabkräfte und hieraus die Längenänderungen der einzelnen Stäbe zu bestimmen. Durch Zeichnen eines Williotplanes erhalten wir eine Biegelinie, die eine Einflußlinie „$-S$" darstellt. Wir können aber auch $\mathfrak{S}_p$, d. i. die Einflußlinie der Stabkraft im statisch bestimmten Grundfalle, als Biegelinie darstellen. Wir brauchen nur dem Stabe a, dessen Einflußlinie gesucht ist, die Längenänderung „Eins" zu erteilen; die sich daraus ergebende „Biegelinie" des Fachwerkes ist die Einflußlinie der Stabkraft ${}_a\mathfrak{S}_p$. Fügen wir diese Dehnung „Eins" des Stabes a zu den vorhin berechneten Längenänderungen entsprechend hinzu, so erhalten wir durch Zeichnen eines einzigen Williotplanes direkt die Einflußlinie für die Stabkraft S_a.

In dem am Schluß der Arbeit angeführten Zahlenbeispiele, das die Brauchbarkeit des entwickelten Verfahrens zur raschen Berechnung zeigen soll, werden die besprochenen Vorteile klar hervortreten.

Bei der Wahl der Überzähligen werden ähnliche Überlegungen maßgebend sein, wie wir sie am Ende des zweiten Abschnittes angestellt haben. Es wird darauf zu achten sein, daß die Biegelinien möglichst einfach zu konstruieren sind. Bei Balken auf mehreren Stützen z. B. wird die Wahl

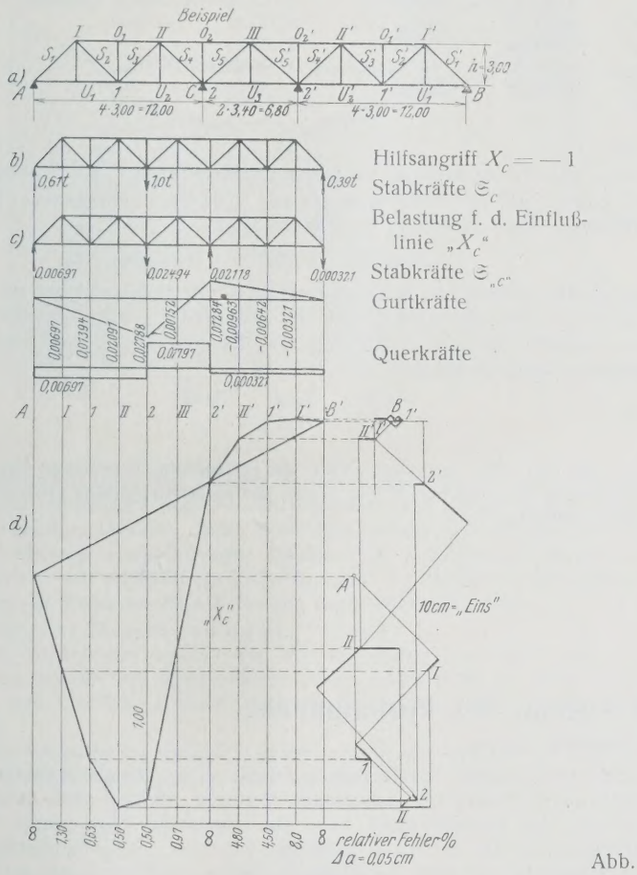


Abb. 7.

der Stützenmomente günstiger sein als die Einführung der Auflagerreaktionen, da der Einfluß der Stützenmomente sich nur auf je zwei Felder erstreckt, während der Einfluß der Auflagerreaktionen über den ganzen Balken geht.

4. Beispiel.

Als Beispiel wählen wir die Berechnung eines Fachwerkträgers als Balken auf vier Stützen (Abb. 7). Dieses Beispiel (das der Praxis entnommen wurde) zeigt trotz des einfachen statischen Charakters eine große Empfindlichkeit gegen ungenaue Berechnung der Koeffizienten der Elastizitäts-Gleichungen. Eine graphische Berechnung in gewohnter Art[10]) wäre unmöglich.

Als statisch Überzählige führen wir die beiden Stützendrücke C und D ein. Zur Konstruktion der Einflußlinien erhalten wir folgende Gleichungen:

$$X_c \delta_{cc} + X_d \delta_{cd} = 1 \quad | \quad 0$$
$$X_c \delta_{cd} + X_d \delta_{dd} = 0 \quad | \quad 1.$$

Die Koeffizienten bestimmen wir rechnerisch nach

$$\sum \frac{\mathfrak{S}\mathfrak{S}_s}{EF}$$

in der Tafel 3 und erhalten mit $E = 1$

$$\delta_{cc} = \delta_{dd} = 144{,}00$$
$$\delta_{cd} = 122{,}32.$$

[10]) Bei Wahl der Stützendrücke als Überzählige.

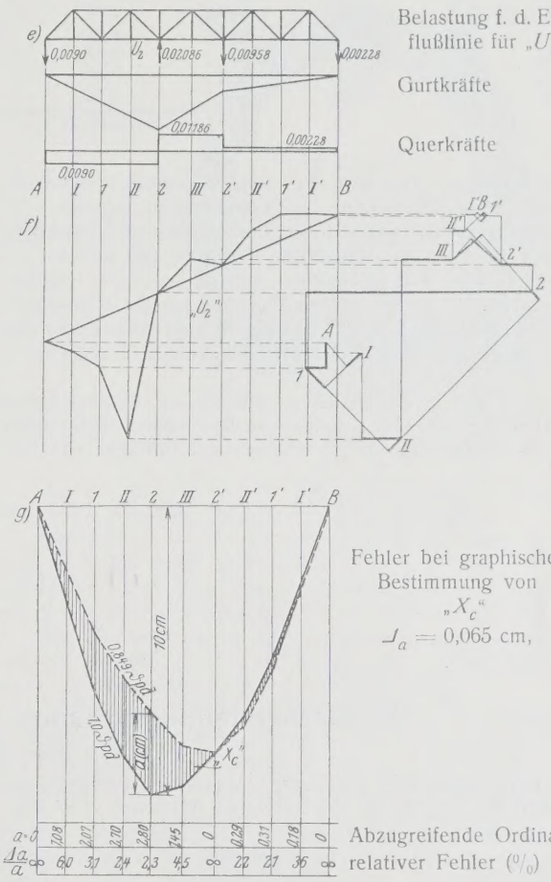
Unsere Bestimmungsgleichungen lauten:

$$144{,}00\, X_c + 122{,}32\, X_d = 1 \quad | \quad 0$$
$$122{,}32\, X_c + 144{,}00\, X_d = 0 \quad | \quad 1.$$

Wir erhalten

$${}_1X_c = {}_2X_d = \frac{144{,}00}{5773{,}8} = 0{,}024\,94$$
$${}_1X_d = {}_2X_d = -\frac{122{,}32}{5773{,}8} = -0{,}021\,18.$$

Wir belasten den statisch bestimmten Grundfall mit ${}_1\mathfrak{X}_c$ und ${}_1\mathfrak{X}_d$, berechnen die Stabkräfte $\mathfrak{S}_{„c"}$ (Abb. 7c) und in der Tafel 3 die zugehörigen Dehnungen $\Delta s_{„c"}$ (für $E = 1$). Der mit diesen Längenänderungen gezeichnete Williotplan liefert direkt die Einflußlinie für X_c[11]). Nehmen wir nun an, wir könnten dem Williotplan die Ordinaten mit $\pm$ 0,05 cm mittleren Fehlers entnehmen. Wir haben den Maßstab des Williotplanes so gewählt, daß die größte Ordinate 10 cm mißt. Die sich für die einzelnen Ordinaten unter obiger Annahme ergebenden relativen Fehler sind der Einflußlinie beigeschrieben.



Aus der Einflußlinie für X_c können wir alle Stabkräfte herleiten Wir können diese Einflußlinien aber auch als Biegelinien darstellen. Wir wählen als Beispiel die Zeichnung der Einflußlinie für die Stabkraft U_2. Allgemein erhalten wir

$$U_2 = \frac{\mathfrak{M}_2}{h} - X_c \mathfrak{S}_c - X_d \mathfrak{S}_d.$$

Mit $\mathfrak{S}_c = 1{,}83$ und $\mathfrak{S}_d = 1{,}17$ errechnen sich die Lasten aus

$$-{}_{U_2}\mathfrak{X}_c = 1{,}83 \cdot 0{,}024\,94 - 1{,}17 \cdot 0{,}021\,18 = 0{,}020\,86$$
$$-{}_{U_2}\mathfrak{X}_d = 1{,}17 \cdot 0{,}024\,94 - 1{,}83 \cdot 0{,}021\,18 = 0{,}009\,58.$$

Für diese Belastung bestimmen wir wieder die Stabkräfte (Abb. 7e) und die zugehörigen Δs (Tafel 3). Dem Stabe U_2 haben wir außerdem noch eine zusätzliche Längenänderung von + Eins zu erteilen, es ist daher die Längenänderung des Stabes U_2, die wir in den Williotplan eintragen müssen:

$$\Delta s = -0{,}208 + 1{,}00 = +0{,}792.$$

Der in Abb. 7f gezeichnete Williotplan liefert unmittelbar die Einflußlinie für „U_2".

In dieser Art könnte man die Einflußlinien für sämtliche Stabkräfte

[11]) Die Dimension der Größe X ist $\left[\frac{1}{l}\right]$; die sich für eine solche Belastung ergebende Durchbiegung ist daher eine unbenannte Zahl, wie es von einer Einflußordinate auch zu erwarten ist (Abb. 7d).

Tafel 3.

Stab-gruppe	Stab	Stablänge s cm	Querschnitt F cm²	$\mathfrak{S}_c$	$\mathfrak{S}_c^2 \cdot \frac{s}{F}$	$\mathfrak{S}_c \mathfrak{S}_a \cdot \frac{s}{F}$	$\mathfrak{S}_{„c“}$	$\Delta s = \mathfrak{S}_{„c“} \cdot \frac{s}{F}$	$\mathfrak{S}_{u_2}$	$\Delta s' = \mathfrak{S}_{u_2} \cdot \frac{s}{F}$	
Obergurt	O_1	600	80,72	— 1,22	11,05	7,07	— 0,013 94	— 0,103 6	+ 0,018 0	+ 0,134	
	O_2	640	127,92	— 2,44	29,80	19,03	— 0,027 88	— 0,139 4	+ 0,036 0	+ 0,180	
	O_2'	640	127,92	— 1,56	12,17	19,03	+ 0,012 84	+ 0,064 3	+ 0,009 12	+ 0,045	
	O_1'	600	80,72	— 0,78	4,51	7,07	+ 0,064 2	+ 0,047 8	+ 0,004 56	+ 0,034	
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
Untergurt	U_1	600	77,92	+ 0,61	2,87	1,83	+ 0,006 97	+ 0,053 6	— 0,009 0	— 0,069	
	U_2	600	77,92	+ 1,83	25,80	16,50	+ 0,020 91	+ 0,161 0	— 0,027 0	— 0,208	+ 0,792
	U_3	680	139,92	+ 2,00	19,40	19,44	+ 0,007 52	+ 0,036 5	— 0,022 56	— 0,1095	
	U_2'	600	77,92	+ 1,17	10,50	16,45	— 0,009 63	— 0,074 2	+ 0,006 84	— 0,053	
	U_1'	600	77,92	+ 0,39	1,17	1,83	— 0,003 21	— 0,024 7	— 0,002 28	— 0,018	
Streben	S_1	424	80,72	— 0,86	3,88	2,49	— 0,009 86	— 0,051 8	+ 0,012 71	+ 0,067	
	S_2	424	54,72	+ 0,86	5,72	3,66	+ 0,009 86	+ 0,076 4	+ 0,012 71	— 0,099	
	S_3	424	87,40	— 0,86	3,58	2,29	— 0,009 86	— 0,047 9	+ 0,012 71	+ 0,062	
	S_4	424	157,36	+ 0,86	1,99	1,27	+ 0,009 86	+ 0,026 6	+ 0,012 71	— 0,0343	
	S_5	453	59,02	+ 0,59	2,67	— 2,67	+ 0,027 2	+ 0,209	+ 0,017 95	— 0,137	
	S_5'	453	59,02	— 0,59	2,67	— 2,67	— 0,027 2	— 0,209	+ 0,017 95	+ 0,137	
	S_4'	424	157,36	+ 0,55	0,82	1,27	— 0,004 54	— 0,001 22	+ 0,003 22	— 0,009	
	S_3'	424	87,40	— 0,55	1,47	2,29	+ 0,004 54	+ 0,002 20	+ 0,003 22	+ 0,016	
	S_2'	424	54,72	+ 0,55	2,34	3,66	— 0,004 54	— 0,035 2	+ 0,003 22	— 0,025	
	S_1'	424	80,72	— 0,55	1,59	2,48	+ 0,004 54	+ 0,023 8	+ 0,003 22	+ 0,017	
					$\delta_{cc} = 144{,}00$	$\delta_{cd} = 122{,}32$					

aus Williotplänen herleiten. Man wird dies auch tun müssen, wenn sich die Stabkräfte als kleine Differenzen der Überzähligen ergeben, eine rechnerische Ermittlung aus den gezeichneten Einflußlinien nach gewohnter Art daher große Fehler in den Stabkräften erwarten läßt und wir aus bestimmten Gründen von der graphischen Berechnung nicht abgehen wollten. Es wird aber in einem solchen Falle die genaue rechnerische Ermittlung der Einflußordinaten der Überzähligen wahrscheinlich rascher zum Ziele führen, oder aber eine vorteilhaftere Wahl des Grundfalles zu erwägen sein.

Wir wollen noch den Fehler herleiten, den wir zu erwarten hätten, wenn wir die Rechnung vollständig graphisch in der üblichen Weise durchgeführt hätten. Die Einflußlinie für X_c erscheint als Differenz von zwei Biegelinien:

$$X_c = \delta_{pc} - \frac{0{,}849}{N} \cdot \delta_{pd}$$

(Abb. 7g). Wir nehmen an, wir hätten die Biegelinien δ_p aus Williotplänen mit einem mittleren Ordinatenfehler von $\pm 0{,}05$ cm entnommen. Der zu erwartende absolute Fehler der Differenz ist

$$\Delta = 0{,}05 \sqrt{1^2 + 0{,}849^2} = \pm 0{,}065 \text{ cm}.$$

Die größte Ordinate der Biegelinie soll in der Zeichnung wieder mit 10 cm erschienen sein. Wir greifen dann die Ordinaten $a = (\delta_{pc} - 0{,}849\, \delta_{pd})$ als viel kleinere Strecken a (Abb. 7g) ab, erhalten also einen wesentlich größeren relativen Fehler:

$$\frac{\Delta X_c}{X_c} = \frac{\Delta a}{a} = \frac{0{,}065}{a}.$$

Wie wir aus Abb. 7g sehen, wäre die graphische Ermittlung der Überzähligen in der üblichen Weise wegen der zu befürchtenden großen Fehler nicht angängig.

Alle Rechte vorbehalten.

Wiederherstellungsarbeiten und Ausbau des Furkatunnels.

Von Dr. sc. techn. **E. Wiesmann**, Zürich.

Am 3. Juli 1926 wurde die Teilstrecke Gletsch—Disentis der Furka-Oberalp-Bahn eingeweiht und tags darauf in Betrieb genommen. Dadurch wurde zwischen Brig und Disentis ein durchgehender Verkehr geschaffen, der indessen nur im Sommer durchgehend aufrechterhalten wird.

Der Bau wurde ausgeführt auf Grund der Konzession vom 8. Oktober 1908 an die Unternehmerfirma Battignolles, Paris. Die Furkabahn ist auf zwei Drittel der Länge Reibungsbahn mit 20 bis 50‰ Steigung und zu einem Drittel mit Einschaltung von 10 Zahnradstrecken von 80 bis 110‰ (vergl. Schw. Bztg., Bd. LVII, S. 317 und Bd. LXIV, S. 269). Bemerkenswerte Höhenlagen sind: Brig, Kote 675 m, Gletsch 1763 m, Scheitelpunkt im Furkatunnel 2163,7 m, Andermatt 1439 m, Oberalp 2046 m und Disentis 1133 m ü. M.

Die Bauarbeiten wurden 1908 begonnen und so weit gefördert, daß die ganze Linie im Frühjahr 1915 hätte eröffnet werden können, wenn der Kriegsausbruch nicht dazwischengetreten wäre. Das schwierigste Bauwerk bildete der Furkatunnel. Im Winter 1913 wurde in dem einsamen, von der Welt abgeschlossenen Tunnel emsig gearbeitet, und man hoffte, ihn bis Ende 1914 zu vollenden. Die schweizerische Bundesregierung verbot aus militärischen Gründen den Weiterbau im Gotthardgebiet; die Furkabahngesellschaft sah sich infolgedessen genötigt, die Arbeiten auf der 51 km langen Strecke Gletsch—Disentis, den Furkatunnel inbegriffen, einzustellen. Die Arbeiten im Furkatunnel durften zwar im Frühjahr 1915 wieder aufgenommen werden und der Durchschlag geschah am 25. September 1915, der Bau wurde indes vor der gänzlichen Vollendung wieder eingestellt, so daß der Tunnel während eines Jahrzehnts in unfertigem Zustande sich selbst überlassen war.

Die 46,6 km lange Linie Brig—Gletsch war bereits fertiggestellt und am 1. Juli 1914 bis Oberwald in Betrieb genommen worden. Später wurde im Sommer bis Gletsch gefahren. Die Betriebseinnahmen des durch die Weltereignisse gehemmten Verkehrs reichten nicht einmal zur Deckung der Betriebskosten aus. Die finanzielle Lage wurde immer schlimmer, so daß es am 20. Dezember 1924 zur Zwangsliquidation kam.

Es wurde eine neue Furkabahngesellschaft gegründet, bei der hauptsächlich die Visp-Zermatt- und Gornergratbahn sowie die Rhätische Bahn beteiligt waren. Bund und die Kantone Wallis, Uri, Graubünden und Bern liehen dem Unternehmen ihre finanzielle Unterstützung. Auf diese Weise war der Wiederaufbau und die Inbetriebsetzung der Furkabahn gesichert. Die Rhätische Bahn übernahm die Vollendungsarbeiten der Oberalpstrecke, und die neue Furkabahngesellschaft selbst arbeitete mit dem Aufwand aller ihrer Arbeitskräfte und mit Unternehmern an der Route Gletsch—Andermatt. Die Hauptsorge bildete die Wiederherstellung und der Ausbau des Furkatunnels. Der Tunneleingang hinter der Tunnelstation Muttbach ist ungefähr 4 km von der Station Gletsch entfernt. Nach Überschreiten des Muttbaches auf einem gewölbten Durchlaß von 5 m Weite tritt die Bahnlinie in den Furkatunnel ein. Dieser unterfährt den Furkapaß ungefähr 200 m südlich vom Hotel in der Richtung Westsüdwest nach Ostnordost und mündet auf Kote 2163,7 im Tale der Furkareuß aus. Der Entwurf zeigt im Westen eine Rampe von 1242 m Länge mit rd. 35‰ Steigung, hierauf folgt eine Wagerechte von 611 m; dies ergibt eine Länge von 1853 m. Die durch den Ausbau festgelegte Länge beträgt nun 1874 m mit Westportal bei km 49,999 und Ostportal bei km 51,873.

Die geologischen Verhältnisse haben den Tunnelbau sowohl bei der Herstellung als auch beim späteren Ausbau stark beeinflußt, weshalb kurz darauf eingegangen wird.

Im ursprünglichen Entwurf verlief die Tunnelachse 90 m nördlicher, entsprechend dem kürzeren Linienzug. Der Tunnel kam dadurch in den

weichen sericitischen Schiefer mit Gipseinlagen zu liegen. Beim Auffahren des Stollens zeigten sich starke Druckerscheinungen in dem blähenden Gebirge, so daß der Stollen aufgegeben werden mußte, nachdem er von Westen her ungefähr 140 m weit vorgetrieben worden war. Es wurde hierauf im September 1911 von Prof. Dr. Buxtorf, Basel, eine geologische Untersuchung vorgenommen, die zu einer Verlegung der Tunnelachse führte. Wäre der Plan auf geologische Befunde aufgebaut worden, dann wären bedeutende Verluste an Zeit und Geld erspart worden.

Abb. 1 zeigt das geologische Profil durch den Furkapaß aus dem vorgenannten Gutachten.

Eine Eigentümlichkeit des Furkagebietes ist das Auftreten einer 300 bis 500 m breiten Zone von sedimentären Bildungen, die sich einschaltet zwischen die kristallinen Gesteine des Gotthard-Massivs im Süden und die des Aar-Massivs im Norden.

Darin lassen sich von Süden nach Norden folgende Gesteinzonen unterscheiden:

Zum Gotthard-Massiv gehörend: a) Chloritischer Schiefer; b) Gneiß in festen Bänken; c) sericitische, schiefrige Gneiße.

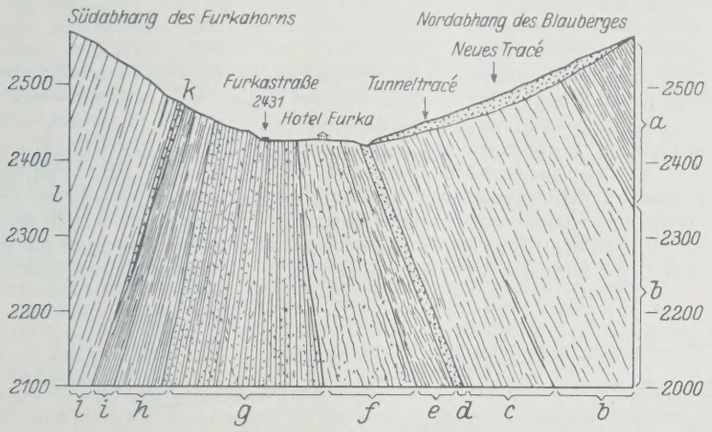


Abb. 1.

Sedimentzone der Furka, Trias: d) Zellendolomit (Rauchwacke); e) Weiche, sericitische Schiefer mit Gipsadern und Linsen; dünne Quarzbänke; grusiger Dolomit. Jura: f) Phyllite, häufig gefaltet und mit einzelnen härteren eisenschüssigen Bänken; g) sandige und quarzitische Kalkschiefer mit phyllitischen Zwischenlagen; h) Phyllite; i) Kalkschiefer; k) hellgraue Kalke in dünnen Bänken (wahrscheinlich Malm).

Zum Aar-Massiv gehörend: l) Gneiß.

Die Tunnelachse wurde, wie bereits erwähnt, auf Grund der geologischen Befunde um 90 m südlich verlegt, leider nicht bis in die festen Bänke des Gneißes, sondern nur bis in die sericitischen, schiefrigen Gneiße.

Die Schichten im verlegten Tunnel stehen ziemlich steil, 60 bis 65° nach Nordwest geneigt, und das Streichen läuft nahezu parallel zur Achsrichtung des Furkatunnels. Dieser Umstand, verschlimmert durch die steile Lage der Schichten, gilt mit Recht als ein großes Erschwernis im Tunnelbau.

Das erste Kilometer ab Westportal zeigte ziemlich standfestes Gebirge. Von da ab trat ein starker Druck auf, der einen kräftigen Holzeinbau verlangte und der sich nach Ausmauerung in dem Zusammengehen der Widerlager äußerte, die nach und nach eine starke Verformung erlitten, zum Teil dadurch, daß infolge der Schichtenstellung das Gestein in der First abbrockte und sich wie ein Keil zwischen Gebirge und Mauerwerk durchdrängte. Das Nachgeben der Widerlager zog natürlich auch das Gewölbe in Mitleidenschaft, dessen First unter Rißbildung sich nach oben bewegte (Abb. 4 a bis e).

Um den Tunnel in betriebsmäßigen Zustand zu stellen, mußten vorerst nachstehende Ausbesserungs- und Ergänzungsarbeiten vorgenommen werden:

1. Aufräumen des Tunnels.
2. Beidseitiger Strossenausbruch und Herstellung der Widerlager auf ≈ 170 m Länge, zwischen km 51,295 und 51,465. (Das Gewölbe war schon vorhanden.)
3. Km 50,215 bis 50,770 waren rd. 80 m Widerlager (einseitig gerechnet) umzubauen.
4. Km 50,050 bis 50,214, Gewölbe- und Widerlagerumbau: 80 m Gewölbe, 64 m Widerlager rechts und 59 m links, davon rd. 50 m vollständiges Mauerprofil.
5. Verlängerung der Westportalstrecke.
6. Verlängerung der Ostportalstrecke.
7. Durchgehendes Zementrohr der Tunneldohle.
8. Legen des Oberbaues und Verschiedenes.

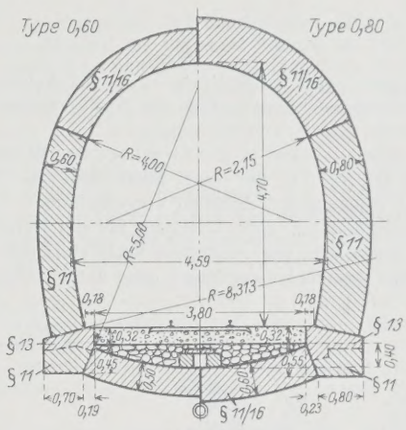


Abb. 2.

Am 20. Mai 1925 wurde mit der Räumung des Schnees von Gletsch bis Station Muttbach am Tunneleingang begonnen.

Das den Umbauarbeiten zugrunde gelegte Profil ist in Abb. 2 dargestellt. Darin bedeutet § 11 Bruchsteinmauerwerk und § 13 Spitzsteinmauerwerk. Als Steinmaterial wurden Gneiß- und Granit-Findlinge aus der Rhôneebene zwischen Gletsch und Rhônegletscher verwendet.

Statt der gemauerten Tunneldohle wurden dann 1150 m Zementrohre von 0,30 Durchm. und 195 m Dohlendeckel aus Eisenbeton zur Eindeckung eines Stückes vorhandener Tunneldohle verlegt.

Nachdem der Tunnel ausgeräumt und die nötigen Vorbereitungen getroffen worden waren, wurden am 30. Juni die Vollendungsarbeiten der 1915 unfertig gelassenen Strecke km 51,295 bis 51,465 mit dem Strossenausbruch mittels Handbohrung in Angriff genommen. Auf dieser Strecke war bereits das Gewölbe in einer Stärke von 60 bis 80 cm hergestellt und auf die Strossen abgesetzt. Das Mauerwerk war noch gut erhalten. Es handelte sich also um den Strossenabbau, die Unterfangung der Gewölbe mit kräftigen Stempeln und die Aufmauerung der Widerlager. Diese Arbeit wurde zonenweise in der üblichen Weise vorgenommen. Gleichzeitig wurde an der Erneuerung einzelner schadhaft gewordener Widerlager auf der Strecke km 50,225 bis 50,770 gearbeitet.

Es bedurfte natürlich einer gewissen Zeit, bis die nötigen Arbeitskräfte, die Baugeräte und reichlich Baumaterial zur Stelle waren, um einen geregelten Baubetrieb in die Wege zu leiten.

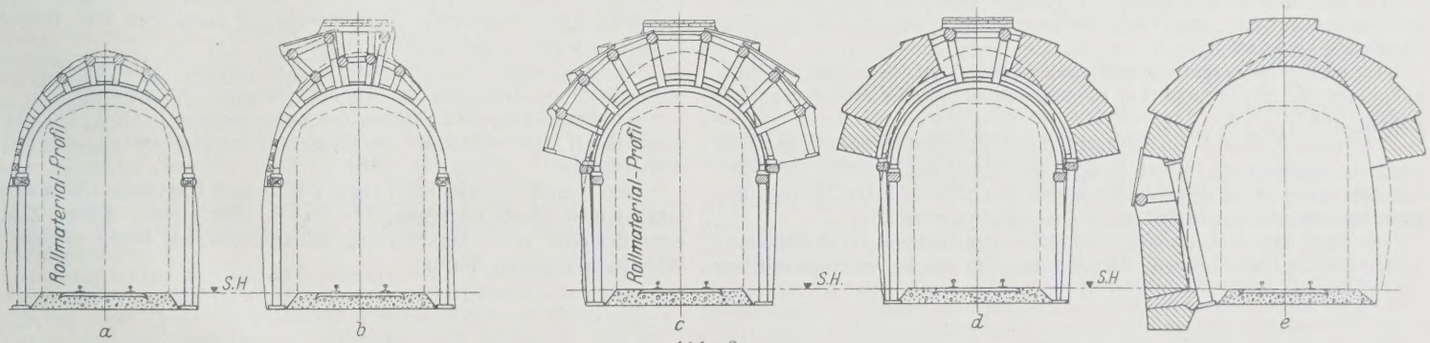


Abb. 3.

Mitte Juli wurde die Sand- und Kiesaufbereitungsanlage auf der Station Gletsch in Betrieb genommen; gegen Ende Juli waren für die Arbeiter auf der Station Muttbach für 255 Mann, in Gletsch für 38 Mann neue Unterkunftsräume geschaffen. An neuen Hilfsbauten wurden hergestellt: Bureaus, eine Küche für Arbeiter, eine Küche für das technische Personal, Magazine usw. Endlich am 7. August konnten Druckluftbohrhämmer in Betrieb genommen und die Ausbrucharbeiten beschleunigt werden.

Die Hauptarbeit bestand in der Gewölbe- und Widerlagererneuerung, km 51,050 bis 51,214. Da nur eine kurze Zeit zur Verfügung stand, wurden nur die dringendsten Arbeiten vorgenommen.

Bei der vollständigen, zum Teil auch bei der teilweisen Erneuerung der Mauerung mußte das stark verformte Profil erst durch Einbau gesichert werden, entweder mittels Holzeinbaues oder durch Abstützung auf eiserne Schwierigkeiten vorstellt, mit denen die Arbeit in dieser Höhenlage zu kämpfen hatte.

Die Winterarbeit wurde infolge der freien Lage der Tunnelportale, die sich nicht anders anordnen ließen, sehr erschwert. Auch die Verproviantierung der Arbeiter mußte nebst der nötigen Baustoffe, wie Zement,

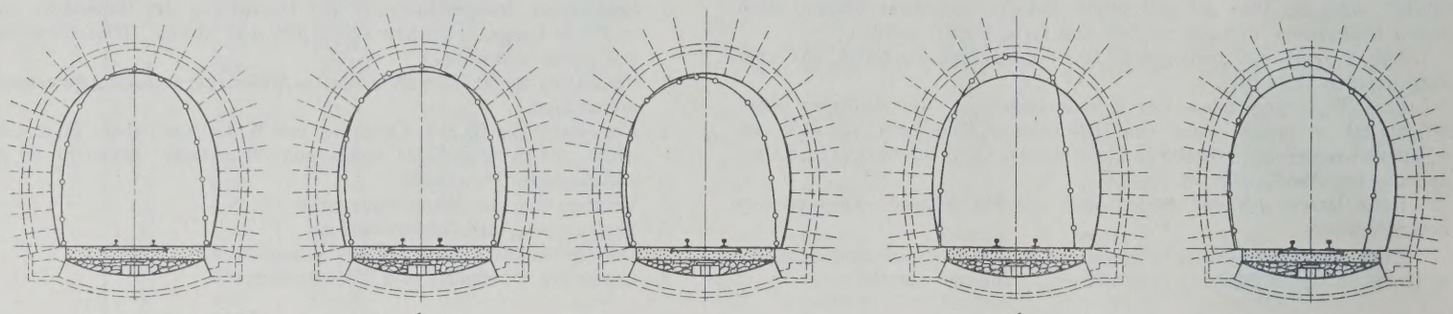


Abb. 4.

Holz usw., jeweils im Herbst für den ganzen Winter, vom Einschneien bis frühestens 15. Juni (Eröffnung der Furkastraße für das Rad) beschafft werden. Mitunter kam es vor, daß einzelne Baustoffe knapp wurden und gestreckt werden mußten. Ein allzu strenger Maßstab darf eben hier nicht angelegt werden.

Die Ergänzungsarbeiten bestanden hauptsächlich in der Schaffung besserer Verhältnisse am Tunneleingang und -ausgang. Das Westportal mußte der Schnee- und Wasserverhältnisse wegen von km 50,020 nach 49,999, also um 21 m nach West zurückgesetzt werden. Außerdem wurde vom Portal links der Bahn ein Flügel von 16 m ausgebildet zum Zwecke

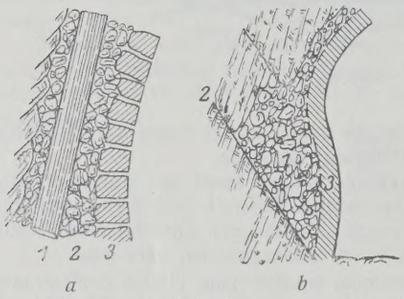


Abb. 5.

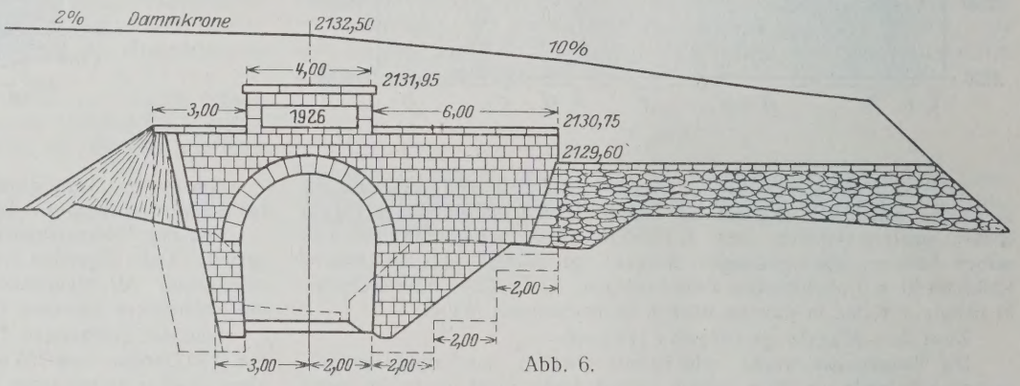


Abb. 6.

Lehrbogen von kleinerem Durchmesser als normal (Abb. 3a bis e). Diese Anordnung hatte den Vorteil des freien Durchgangs der Arbeitszüge mit Lokomotive, während zwischen den Ständern des Holzeinbaues nur einzelne Rollwagen im Handbetrieb durchfahren konnten. Die Gewölbemauerung vollzog sich nach dem belgischen Verfahren, wobei die Gewölbekämpfer als Eisenbetonplatten ausgeführt wurden, die eine sichere und bequeme Abstützung gestatteten.

Die Tunnelmauerung zeigte stellenweise eine eigenartige Verformung, wie sie in Abb. 4a bis e, aus einer Reihe von 27 Aufnahmen, dargestellt sind.

Der Gebirgsdruck allein darf nicht überall dafür verantwortlich gemacht werden, sondern zum Teil ist mangelhafte Arbeit daran schuld, wie dies aus Abb. 5a u. b hervorgeht. Diese Skizzen wurden beim Abbruch des alten Mauerwerks km 50,750 bis 51,210 aufgenommen.

Es liegt uns fern, derartige Verstöße entschuldigen zu wollen, man kommt aber zu einem milderen Urteil, wenn man sich die außerordentlichen des Anschlusses des bestehenden Zugangstollens vom Installationsplatz zum Tunnel als Schutz gegen Lawinengefahr.

Auf die nach außen verlängerte Tunnelröhre kam eine Erdschüttung zum Ausgleich der Mulde mit einem Damm als Schneefang und eine gepflasterte Wasserrinne, die beide zur Gewinnung des nötigen Gefälles zur Bahn schief verlaufen. Diese Anordnung ergibt sich zum Teil ohne weiteres aus der Portalansicht (Abb. 6).

Das Ausgangsportal war noch nicht hergestellt. Eine günstige Lage wurde durch Verlängerung der Tunnelröhre um 12 m gewonnen.

Am 16. Oktober 1925 konnte der erste Zug der F. O. B. den Tunnel durchfahren, und schon am 18. Oktober fuhr der Festzug von Gletsch nach Disentis.

Der Tunnel verlangt noch längere Zeit eine sorgfältige Überwachung und kleinere Ausbesserungen, für die in den meisten Fällen Zement einspritzungen, sowie Torkretierung abblätternder, aus Beton hergestellter Widerlager genügen dürfte.

INHALT: Uferschutzbau an der deutschen Ostseeküste. — Fehlerquellen bei der Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke und ihre Umgehung. — Wiederherstellungsarbeiten und Ausbau des Furkatunnels.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang BERLIN, 16. Dezember 1927 Heft 54

Bücherschau.

Stollenbau, Vortrieb und Ausbau von Stollen und Tunneln kleiner Querschnitte, insbesondere solcher für Wasser-Ab- und -Zuleitung, einschließlich „Druckstollen". Von Dr. jur. Dr. ing. E. Randzio, Regierungsbaumeister. VIII u. 295 S. mit 290 Textabbild. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis 22,— R.-M., in Lbd. 24,— R.-M.

Der den Lesern der „Bautechnik" bekannte Verfasser hat in dem vorliegenden Buche „Stollenbau" das Ergebnis seines umfassenden Studiums des einschlägigen Schrifttums und eigener Besichtigungen von Baustellen niedergelegt.

Jeder Fachgenosse, insbesondere der ausübende, durch die Sorgen und Mühen der Baustelle in Anspruch genommene, dem die Zeit und oft die Mittel mangeln zum Verfolgen aller Neuerscheinungen auf dem Gebiete des Stollen- und Tunnelbaues, wird dem Verfasser dankbar sein für diese mühevolle, opferreiche Arbeit. Dem jüngeren Ingenieur wird sie Belehrung und Anleitung zum Beobachten bringen, dem schon erfahrenen manche Anregung bieten. Beiden sei das Werk, um dies vorweg zu sagen, bestens empfohlen.

Nach einer einleitenden etymologischen Untersuchung und Begriffbestimmung der Worte „Stollen" und „Tunnel" werden in acht Abschnitten behandelt:

I. Stollen als Hilfsbau, II. Stollen als Dauerbauten, III. Vortrieb, IV. Zeitweiliger Ausbau, V. Verschalung für dauernden Ausbau, VI. Vereinigung von zeitweiligem Ausbau mit Lehrgerüst für Verschalung, VII. Dauernder Ausbau bei Tunneln und Stollen: a) ohne Innendruck, b) mit Innendruck, endlich VIII. Wiederherstellung schadhafter Stollen.

Zu I sei bemerkt, daß schon 1879, also 27 Jahre vor Hennings, Franz Kreuter einen „Unterstollen" vorgeschlagen hat (Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Ver.). Über seine Zweckmäßigkeit zu sprechen, ist hier nicht der Ort.

Zu II: Es dürfte interessieren, daß schon 1912, beim Bau des Leitzachwerkes, der dortige an die Wasserentnahme aus dem See sich anschließende Druckstollen (2at Überdruck) in Eisenbeton ausgeführt wurde mit einer Bewehrung, die dem ganzen inneren Druck zu widerstehen vermochte: die Mitwirkung des umgebenden rolligen, wenn auch durch Zementeinspritzung verfestigten Gebirges wurde gar nicht in Rechnung gezogen. In viel bedeutsamerer Weise ist dies übrigens auch schon bei dem Druckschacht des Schnalstalwerkes geschehen.

Im Abschnitt III wird besonders eingehend der Vortrieb in festem Fels mittels Bohr- und Sprengarbeit behandelt. Drei sehr umfassende, wertvolle Tabellen von ausgeführten Vortrieben geben Aufschluß über die Ergebnisse der Bohrarbeit, des Verbrauchs an Sprengstoff und des Abräumens oder „Schutterns" (nach der leider eingebürgerten, unglücklichen Bezeichnung).

In der Aufzählung einer Reihe bewährter Bauarten von Bohrhämmern vermissen wir die Konstruktion ohne besonderes Steuerorgan, wie sie unseres Wissens zuerst von der Fabrik Sprockhövel i. W. gebaut und später auch von anderen Firmen aufgenommen worden ist. Ihr ungemein einfacher Bau und geringer Verschleiß läßt gern den etwas größeren Luftverbrauch in Kauf nehmen.

Daß der Bohrhammer — mit Recht — bei neueren Stollenbauten vorherrscht und auch seit dem Loetschberg (Nordseite) das gegebene Werkzeug für den Vollausbruch eines Tunnels ist, daran ist nicht zu zweifeln. Ob er aber im Richtstollen eines längeren, durch die verschiedenartigsten, insbesondere harten Gesteine dringenden Tunnels, wo es auf die größten erreichbaren Fortschritte ankommt, mit Bohrmaschinen von großem Lochdurchmesser, seien es gute Stoß- oder Brandtsche Drehbohrmaschinen, in Wettbewerb treten oder gar ihnen überlegen sein könne, ist zum mindesten fraglich. Der Vergleich der großen Leistungen im Richtstollen der Nordseite des Loetschberg (Bauleiter Rothpletz) mit jenen im neuen Hauenstein spricht bei Berücksichtigung des Gesteins (hier sehr mildes, überaus günstiges, dort sehr hartes) eher zugunsten der Loetschbergmaschinen.

Interessant ist der Versuch des Verfassers, die Vortriebgeschwindigkeit für einen neu vorzutreibenden Stollen auf rechnerischem Wege vorauszubestimmen. Wir stehen freilich einer solchen Rechnung skeptisch gegenüber angesichts der selbst bei ein und demselben Gestein je nach der örtlichen Beschaffenheit, dem Einfallen und Streichen der Schichten, der Zerklüftung, dem Zudrang von Wasser usw. usw. recht unsicheren Werte der Konstanten seiner Gleichung.

Hinsichtlich der mannigfachen Versuche, beim Abräumen der Berge vor Ort die Handarbeit teilweise oder ganz durch Maschinenarbeit zu ersetzen, Versuche, die fast so alt sind, als die besseren Bohrmaschinen bestehen, stimmen wir dem Verfasser vollkommen bei: mit der guten Schaufel in der Hand des tüchtigen, disziplinierten Arbeiters erlangt man bis jetzt bei guter Organisation des Abräumens im Stollen noch immer die besten Ergebnisse. Keine „Verlademaschine" kann sich all den Wechseln eines, namentlich beschleunigt vorzutreibenden Stollenorts so leicht und sicher anpassen wie der gut organisierte Handbetrieb beim Abräumen.

Für Vortriebe in weichen Bodenarten ohne Sprengarbeit gibt Randzio in Tabelle 4 und 5 (letztere für Schildvortrieb) wertvolle Zusammenstellungen. Auch die eingehende Beschreibung der Anwendung des Hallingerschen Verfahrens in Bern sei hervorgehoben.

Die Ausführungen des Verfassers über „Aufzeichnungen beim Stollenvortrieb" sind recht beherzigenswert für angehende Tunnelingenieure und jüngere Unternehmungen, die den Wert solcher eingehenden Statistiken der Arbeit, wie sie von jeher, vor allem im eigenen Interesse des Unternehmers, geführt worden sind, noch nicht erkannt haben. Ob man freilich dem Unternehmer die ab und zu geübte Geheimhaltung von oft mühsam und teuer erkauften Erfahrungen so sehr verargen soll, möge dahingestellt bleiben.

Zu Abschnitt IV sei bemerkt, daß Langständer, falls sie von vornherein als wesentliche Glieder des Einbaues vorgesehen sind, nur dann einen Sinn haben, wenn sie unmittelbar nach Einziehen der Kronbalken im Firststollen bezw. in der Kalotte aufgestellt werden, indem man die Decke zwischen Firststollen und Sohlstollen an der betreffenden Stelle durchschlägt. Dadurch wird Setzungen beim Vollausbrechen von oben nach unten wirksam begegnet.

In Abschnitt VI werden die neueren, auf dem v. Rzihaschen Gedanken fußenden Rüstungen behandelt. Abstützungen des Ausbruchbogens auf den Lehrbogen in Form von Holzstempeln oder Schraubenspreizen leiden dabei an demselben Gebrechen wie die Rzihaschen „Auswechselrahmen" im Gegensatz zu den im Jahr 1918 von Kunz erdachten und angewendeten „Reitern". Diese bilden mit dem tragenden Lehrbogen ein festes Gefüge, vergleichbar mit einem System von Langständern, die den Druck vom Ausbruchbogen unmittelbar auf die Sohle übertragen und auch einem Druck in der Richtung der Tunnelachse gewachsen sind. Darin liegt ein wesentlicher Vorzug der Kunzschen Bauart gegenüber der durch sie angeregten Anordnung im Wollishofener Tunnel und ähnlichen Konstruktionen.

Im Abschnitt VII erfahren die Verkleidungen für Stollen ohne und mit Innenüberdruck eine eingehende Würdigung. An der Hand einer großen Zahl von Beispielen aus der Praxis werden die neueren Verkleidungsarten und die Geräte zu ihrer Ausführung beschrieben und beurteilt; ebenso werden auch die klassischen Versuche und Versuchseinrichtungen im Werk Amsteg ausführlich geschildert.

Von den in diesem Abschnitt angeführten Werken interessieren besonders die großartigen Oberhasliwerke, deren oberste Stufe mit ihrem Druckstollen von 5250 m Länge und Druckschacht von 515 m seigerer Teufe (Bauunternehmung Prader & Cie., Zürich, Bauleiter Ing. Nipkow) sich noch im Bau befinden; ferner das Achenseewerk (Ausführung Baukonsortium unter Führung von Innerebner & Mayer in Innsbruck, Bauleiter Dr. Mühlhofer) mit einem Druckstollen von 4500 m Länge und einem Druckschacht von 360 m seigerer Teufe.

Von den Druckrohrstollen, bei denen die beiden Wirkungen: des Gebirgsdruckes einerseits, des Wasserinnendruckes anderseits, ganz getrennten Organen zugewiesen werden, wird das bemerkenswerte Spullerseewerk (Bauunternehmung Innerebner & Mayer in Innsbruck) als Beispiel beschrieben.

Der Schlußabschnitt VIII des Buches enthält eine ausführliche Schilderung des bekannten Acquedotto Pugliese, der weitgreifenden Zerstörungen in dessen Hauptstollen und der Wiederherstellungsarbeiten. Leider ist aus dem Bericht nicht zu entnehmen, in welcher Weise die Arbeiten des Ausbruches und der Mauerung ausgeführt wurden, d. h. ob und wie lang die ausgebrochenen Strecken der Luftfeuchtigkeit ausgesetzt waren und ob die Verkleidung in geschlossenen Ringen, in einem Zug mit dem Sohlgewölbe, hergestellt worden sind.

In solchen schwellenden Gebirgsarten, wie sie vielfach in den Apenninen vorkommen, ist es nach den Erfahrungen des Unterzeichneten geboten, alsbald nach Auffahren einer nicht zu langen Strecke Stollen, die vollständige, genügend starke Verkleidung auszuführen und dadurch die Gesteinflächen gegen die Luft abzuschließen. Ein Überziehen der Gesteinflächen mit einer nach dem Spritzbetonverfahren hergestellten Schutzschicht erscheint hier unmöglich, allein schon wegen der kaum zu unterlassenden vorübergehenden Einbauten im Stollen, wie man sie vermutlich dort hat aufstellen müssen bis zu ihrem Ersatz durch die endgültige Verkleidung.

Für eine spätere Auflage möchten wir den Wunsch aussprechen, daß ein besonderer Abschnitt der Lüftung der Stollen gewidmet werde. Häufig begegnet man auch heute noch ungenügenden Einrichtungen für Förderung ausreichender Mengen guter Luft zu den Arbeitsstellen. Besonders dort, wo man aus finanziellen Gründen von der Verwendung von Druckluftlokomotiven glaubt absehen und zu Verbrennungsmotoren mit ihren luftverpestenden Abgasen greifen zu müssen, sollte man für eine sehr reichliche Lüftung bedacht sein.

Zum Schluß möge noch auf die reiche Ausstattung des Buches mit fast 300 vortrefflichen, klaren Zeichnungen, Plänen und Lichtbildern hingewiesen werden.

Konrad Pressel.

Formel zur Berechnung mittlerer Geschwindigkeit in offenen Leitungen. Von E. Lindquist, Leiter der Wasserbau-Versuchsanstalt der Kgl. Techn. Hochschule in Stockholm. 68 S. mit 7 Diagrammen und 3 Bildern. Sonderabdruck Nr. 27 der Festschrift des Wege- und Wasserbauklubs Stockholm 8.

Bei dem zurzeit herrschenden Bestreben, die an entlegenen Orten sich bietenden natürlichen Wasserkräfte in der Form von elektrischer Energie weit in das Land hineinzutragen, ist es begreiflich, daß den Leitungen des Wassers wieder erhöhte Aufmerksamkeit zugewandt wird, zumal es sich heute oft um Größenverhältnisse und um Fallhöhen handelt, für die Beispiele aus früherer Zeit nicht angenähert vorliegen. Der immer größer werdende Bedarf an Energie verlangt die Ermittlung günstigster Querschnitte und Geschwindigkeiten der Zuleitungen, vor allem zuverlässige Koeffizienten und Formeln, an denen es leider noch immer fehlt.

Es ist daher jede Forschung zur Ermittlung der letzteren nicht nur mit Freude zu begrüßen, sondern ein Gebot der Zeit, und man versteht es, daß das Interesse an solchen Forschungsarbeiten in den Ländern besonders lebhaft ist, die wie die Schweiz und wie Schweden aus Mangel an Kohlen auf die Ausnutzung ihrer bedeutenden Wasserkräfte besonders angewiesen sind. Daher finden wir auch in Stockholm eine Wasserbau-Versuchsanstalt, deren Leiter die obengenannte Schrift verfaßt hat, die einen Teil einer Festschrift des Kgl. Wege- und Wasserkorps in Schweden anläßlich seines 75jährigen Bestehens darstellt.

Die von E. Lindquist als Leutnant dieses Korps in schwedischer Sprache verfaßte Schrift enthält nach Erwähnung der bekannteren Formeln für offene Wasserläufe zuerst auf 27 Seiten eine Studie über die viel umstrittene Formel der Schweizer Ganguillet und Kutter, die in Amerika noch heute nicht nur auf offene, sondern auch auf geschlossene, gefüllte Leitungen angewendet wird. Die Kritik des Verfassers endet mit dem Satze: „Ganguillet und Kutters Formel ist auf Bazins Formel begründet und mit Rücksicht auf die Ergebnisse der Versuche von Humphreys und Abbot am Mississippi umgemodelt worden, die aber nicht maßgebend sind. Denn die Ansicht von G. u. K., daß das Gefälle J verschieden auf die Geschwindigkeit v einwirkt — je nachdem R kleiner oder größer als 1 sei —, ist durch die Erfahrung nicht bestätigt und führt zu unnatürlichen Beziehungen; sie ist also grundlos. Denn teils sind die Messungen fehlerhaft, teils sind die Bazinschen Versuche nicht für strömendes Wasser maßgebend. G. u. K.s Formel kann daher nicht länger als die zuverlässigste Formel angesehen werden und muß daher außer Gebrauch kommen."

Im zweiten Abschnitt der Schrift werden für geschlossene Leitungen die Versuchsergebnisse der letzten 25 Jahre bis einschließlich 1926 angeführt, und die Bedeutung der Reynoldsschen Zahl für alle Formeln solcher Leitungen wird hervorgehoben. Die bisherigen Vorstellungen über die Abhängigkeit zwischen Rauheit und Reynoldsscher Zahl werden aber ohne Kritik als richtig angesehen.

Die zwei letzten Abschnitte befassen sich mit der Aufstellung je einer allgemein gültigen Formel für geschlossene Leitungen, mit dem Ergebnis, daß $\lambda = \frac{0{,}535}{\sqrt[3]{v\,d/\nu}} + 0{,}00664$, worin $\frac{v\,d}{\nu}$ die Beziehung der Reynoldsschen Zahl darstellt, und einer Formel für offene Leitungen erstens $v = \lambda R^{0{,}7} J^{0{,}54}$ bei glatter Wandung, zweitens $v = \mu R^{0{,}67} J^{0{,}50}$ bei gewöhnlicher rauher Wandung. Die Zahlen für λ und μ sind auf 20 Seiten mit sehr wertvollen Tabellen über bisherige Versuche angegeben, deren benannte Zahlen auf metrisches Maß umgerechnet sind. Ein Nomogramm zur Potenzformel $v = \mu R^{0{,}666} J^{0{,}5}$ beschließt die fleißige, beachtenswerte Schrift.

Als Einlage ist ihr ein Sonderabdruck aus der schwedischen „Technischen Zeitschrift" von 1926 beigegeben, die auf vier Druckseiten mit 13 Abbildungen sich mit der mittleren Durchflußgeschwindigkeit in teilweise gefüllten Rohrleitungen befaßt. Die Studie legt die Versuche von Jarnell mit Drainrohren von 0,1 bis 0,3 m Durchm. zugrunde, über die 1920 im Bulletin Nr. 854 der Landwirtschafts-Abteilung der Vereinigten Staaten (Professional Paper, Washington, D. C.) berichtet worden ist. Die englische Formel setzt für n in der allgemeinen Formel $v = c R^n \sqrt{J}$ einen abschreckenden Potenzexponenten ein; Lindquist findet $n = 0{,}5$ und $c = 53 \sqrt[4]{t/d}$, wenn t die Wassertiefe in der teilweise gefüllten Leitung vom Durchmesser d bedeutet.

Lindquist ist entgangen, daß bereits Bazin eine Studie über die Formel von Ganguillet und Kutter veröffentlicht hat, die sich in den Annales des Ponts et chaussées 1897, Nr. 41 als étude d'une nouveau formule pour calculer le débit des canaux découverts findet. Er schreibt: „1869 haben G. u. K., von $\sqrt{\varrho} = \alpha + \frac{\beta}{\sqrt{R}}$ ausgehend, gesetzt $v = a \left[1 - \frac{b}{b + \sqrt{R}}\right] \sqrt{RJ}$ und, für $a = 100$ zulassend, für zwölf verschiedene Wandrauhigkeiten zwölf verschiedene Zahlen für b angegeben, die von 0,12 bis 0,24 wachsen. Aber sie haben nachträglich diesen Ausdruck seiner Einfachheit entkleidet, indem sie die Koeffizienten auch von J abhängig machten, zum Zweck, einige Ergebnisse von Humphreys und Abbot mit zu umfassen." Infolge dieser Studie mit einem für die Forschung wichtigen Diagramm änderte Bazin in der allgemeinen Formel $v = c\sqrt{RJ}$ den Beiwert c von 1865 $= \frac{1}{\sqrt{a + b/R}}$ in den bekannten Beiwert c von 1897 $= \frac{87}{1 + c/\sqrt{R}}$, was einen großen Fortschritt in der Entwicklung des noch heute umstrittenen Beiwertes c bedeutete, der in Amerika unentwegt als eine reine Zahl angesehen wird und nach den Tabellen in der Schrift Kutters von 1885 von 6,7 bis 140 wechselt. H. Lang, Geh. Baurat.

Der Eisenbetonbau. Ein Leitfaden für Schule und Praxis von C. Kersten, Studienrat an der Baugewerkschule Berlin. Teil III. Rechnungsbeispiele aus dem Hochbaugebiet mit Anhang: Berechnung des Durchlaufbalkens. Vierte umgearbeitete und erweiterte Auflage. VIII u. 217 S. mit 253 Textabbild. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 4,50 R.-M., in Leinen geb. 5,40 R.-M.

Der vielseitige Inhalt des vorliegenden, gut ausgestatteten Buches ist im wesentlichen der gleiche wie bei der dritten Auflage. Sein Umfang vergrößerte sich jedoch durch Hinzunahme mehrerer neuen Beispiele und durch Beigabe von Ausführungszeichnungen zu den Rechnungsbeispielen um etwa 20 Seiten, obgleich einige Beispiele der dritten Auflage fortgeblieben sind, so die Berechnung des Sägedaches, des Mansarden-Dachbinders und des Bogendaches mit Zugstange. Allerdings kann diese Ausmerzung nur gebilligt werden, da die einwandfreie Berechnung derartiger Bauten über das gesteckte Ziel des Buches hinausgehen würde, eine angenäherte Lösung aber leicht zu unangebrachter Verallgemeinerung und entsprechenden Fehlergebnissen führen kann. Die im I. Teil des Buches behandelten Rechnungsbeispiele beschränken sich somit auf die gebräuchlichsten Konstruktionen im Hochbau. Sie umfassen die Grundformen der Platten, Balken und Plattenbalken, die Steineisen- und Hohlkörperdecken, die kreuzweise bewehrten Platten und Kragplatten, die Decken mit Plattenbalken, ferner Wandträger und Fensterstürze, Platten- und Balkendächer, Treppen, Wände und Brüstungen und endlich Plattengründungen.

Der II. Teil des Buches befaßt sich mit dem kontinuierlichen Balken, der bekanntlich im Eisenbetonbau eine große Rolle spielt. Das rechnerische Verfahren nach Clapeyron (Dreimomentengleichung) wird in übersichtlicher Weise an 10 Beispielen von Trägern auf 3 und 4 Stützen erläutert. Außerdem wird das zeichnerische Verfahren nach Ritter (Festpunktverfahren) für die verschiedenen möglichen Belastungsfälle gezeigt. In einem Anhang sind noch einige Tabellen zur Berechnung von durchlaufenden Trägern mit gleichen Stützweiten und außerdem Tabellen zur Ermittlung der Schubbewehrung angegeben.

Die Durchrechnung der zahlreichen Beispiele sowie die Bezeichnungsweise der statischen Größen sind den Eisenbetonbestimmungen von 1925 angepaßt.

Sämtliche Aufgaben sind gründlich und sorgfältig durchgeführt worden. Der Verfasser war bestrebt, die Entwurfsarbeit so zweckmäßig als möglich zu gestalten und hat häufig auch auf unsachgemäße Berechnungen hingewiesen. Seine vielfachen Hinweise auf den I. und II. Teil seines Leitfadens machen die Kenntnis dieser Bücher notwendig. Zu den Beispielen wäre im einzelnen Folgendes zu sagen: Es fällt auf, daß die Eiseneinlagen für Platten durchweg nach der Bemessungsformel $F_e = t\sqrt{Mb}$ berechnet werden, was naturgemäß die genauesten Ergebnisse liefert, jedoch stets das Vorhandensein der Bemessungstafeln voraussetzt. Die bekannte und beliebte Faustformel $F_e = \frac{M}{\sigma_e \cdot \frac{7}{8} \cdot h}$, die solche Tafeln entbehrlich macht und in der Regel für die Praxis genügend genaue Werte ergibt, findet, soweit die Durchsicht ergab, nirgends Anwendung, obwohl sie immerhin z. B. für nachträgliche Berechnungen etwa auf der Baustelle ihre Daseinsberechtigung hat. Für die Berechnung der Schrägeisen und Bügel werden die im Anhang untergebrachten Tabellen verwendet. Es hätte vielleicht noch das viel gebräuchliche Verfahren mit dem Diagramm der schiefen Hauptspannungen gezeigt werden können, das vor dem andern den Vorteil hat, daß aus ihm unmittelbar die tatsächlich aufzunehmende Zugkraft der Schrägeisen abgelesen und die Lage der Aufbiegungen bestimmt werden kann. Nach S. 61 unter c könnte der Leser vermuten, daß die Auflagerverstärkungen von Platten stets mindestens $\frac{1}{10} \cdot l$ breit sein müßten, was bekanntlich nur dann notwendig ist, wenn nach den in § 17 der amtlichen Bestimmungen angegebenen Formeln 1 und 2 gerechnet wird. Sehr häufig wird man jedoch kleinere Vouten wählen und die Berechnung entsprechend gestalten. Ein Hinweis hierauf wäre angebracht gewesen. Die Abbildungen entsprechen nicht durchweg den Konstruktionsregeln, daß Zugeisen möglichst nicht in der Zugzone endigen und daß bei jedem Balken und Plattenbalken oben durchgehende Montage-Eisen vorgesehen werden sollen. Einige Querschnittsabbildungen mit zwei Reihen Eisen weichen auch von der Vorschrift ab, daß der senkrechte lichte Eisenabstand gleich dem Eisendurchmesser sein soll. Die Wahl der Eisendurchmesser hätte zweckmäßigerweise nach DIN 488 getroffen werden sollen.

Die vorstehenden Bemerkungen sollen den Wert des Buches in keiner Weise herabmindern, das, wie die Zahl seiner Auflagen beweist, seine Brauchbarkeit längst dargetan hat. Die neue Auflage wird wieder viele Freunde unter Lernenden und Praktikern finden, denen sie bei einigem Fleißaufwand die angestrebte Gewandtheit im Berechnen einfacher Hochbauten vermitteln wird. Klett.

Wasserdurchlässigkeit von Beton in Abhängigkeit von seinem Aufbau und vom Druckgefälle. Von Dr.-Ing. Gustav Merkle. 65 S. mit 33 Textabbild. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 5,10 R.-M.

Die Abhandlung umfaßt die Ergebnisse systematischer Versuche über die Wasserdurchlässigkeit von Beton, die vom Verfasser in dem Institut für Beton und Eisenbeton der Technischen Hochschule Karlsruhe durchgeführt wurden.

Merkle kommt zu dem Ergebnis, daß bei plastischem Beton und Gußbeton die Wasserdurchlässigkeit in gleicher Weise wie die Druckfestigkeit hauptsächlich von der Höhe des Wasserzementfaktors abhängt.

Die in der Praxis verbreitete Ansicht, daß ein Überschuß an feinsten Teilen im Sand geeignet sei, die Durchlässigkeit zu verringern, hat sich bei den Versuchen nicht bestätigt. Die feinen Teile bewirken vielmehr das Gegenteil, da zur Erreichung der gleichen Konsistenz ein verhältnismäßig hoher Wasserzusatz notwendig wird, der eine Vermehrung der Poren im Beton und infolgedessen auch eine größere Wasserdurchlässigkeit mit sich bringt.

Wie zu erwarten war, bestätigten die Versuche die Wichtigkeit der Nachbehandlung des fertiggestellten Betons durch dessen Feuchthalten, um das Schwinden und damit ein Loslösen des Mörtels von den groben Zuschlagstoffen hintanzuhalten. Durchsickerndes Wasser führt in verhältnismäßig kurzer Zeit durch Bildung von Kalziumkarbonat zu einer gewissen Selbstdichtung des Betons, die längere Zeit ständig zunimmt und auch durch eine nachfolgende Austrocknung nicht wesentlich verringert wird.

Die Menge des durch einen Betonquerschnitt durchsickernden Wassers ist nach den Versuchen ahhängig von dem Druckgefälle, d. h. von dem Verhältnis zwischen absolutem Druckunterschiede und Dicke der Betonschicht. Bei verhältnismäßig dünnen Betonkonstruktionen, bei denen das Druckgefälle ein großes ist, ist auch das Mischungsverhältnis wegen der großen Druckbeanspruchungen ein fettes, wodurch bei sachgemäßer Ausführung Gewähr für die Wasserdichtigkeit geleistet ist.

Bei dicken Mauern hingegen, die hohem Wasserdruck ausgesetzt sind, ist zwar wegen der verhältnismäßig geringen Materialbeanspruchung das Mischungsverhältnis mehr oder minder mager, anderseits aber auch wegen der Dicke der Betonwand das Druckgefälle ein geringes.

Aus diesem Grunde kommt Merkle zu dem Schluß, daß auch hier der Beton ohne besondere Dichtungsmaßnahmen praktisch undurchlässig ist und daß sich infolgedessen, z. B. bei Schwergewichtstaumauern, besondere Dichtungsvorkehrungen wie Putz oder Anstrich erübrigen. Dr. B.

Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke. Von A. Straßner, Oberingenieur. 3. Auflage. II. Band: Der Bogen und das Brückengewölbe. VIII u. 171 S. mit 102 Textabb. und 56 Tabellen. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 12 R.-M., in Leinen geb. 13,50 R.-M.

Das Erscheinen der dritten Auflage beweist, daß die Straßnersche Berechnungsart immer mehr Anklang findet. Bekanntlich baut sich das Verfahren ausschließlich auf den geometrischen Beziehungen der statischen Größen auf. Es wendet sich also an die bildliche Vorstellung. Um mit Straßner selbst zu reden, ist zum Verständnis des Rechnungsganges weiter nichts notwendig, als der gesunde Menschenverstand.

Äußerlich unterscheidet sich die dritte Auflage von der zweiten wenig, sie ist jedoch vollkommen durchgearbeitet, einige Teile sind etwas zusammengezogen, dafür ist verschiedenes neu hinzugekommen.

Der I. Abschnitt behandelt die Theorie und Berechnung des elastischen, elastisch eingespannten Bogens, Ermittlung und Verwertung der Elastizitätsgleichung und der Biegungsmomente, ferner in ausführlicher Behandlung die Biegungslinie und einige Sonderfälle von Bogenformen und Auflagerbedingungen.

Der II. Abschnitt ist dem eingespannten Brückengewölbe gewidmet. Der Verfasser geht hier von den hauptsächlichsten Ausführungsarten aus, behandelt dann die Formgebung der Gewölbeachse, gibt eine einfache näherungsweise Ermittlung der Gewölbeachse, dann die Ermittlung der Unbekannten (dieser Teil ist besonders eingehend und ausführlich behandelt) und schließlich die eigentliche Berechnung der Brückengewölbe unter Berücksichtigung der verschiedensten Einflüsse.

Der III. Abschnitt bringt Tabellen, von denen besonders Teil IV, Tabellen der Einflußlinien für die Momente usw. (50 S.), hervorzuheben ist.

Es folgt ein Abschnitt IV: Das Entwerfen der Brückengewölbe. In dankenswerter Weise sind dem Abschnitt zwei ausgeführte Beispiele zum Vergleich und zur Prüfung der Zuverlässigkeit des Straßnerschen Verfahrens beigefügt.

Es folgt Abschnitt V: Berechnungsbeispiele, und ein letzter, VI.: Das durchlaufende Brückengewölbe auf elastischen Pfeilern mit einem Rechnungsbeispiel.

Man trifft unter vielem, das ausschließlich Eigentum Straßners ist und beim ersten Studium doch wohl etwas fremd anmutet, naturgemäß manches Bekannte (Gleichung der Biegungslinie), das das Ganze wieder vertrauter erscheinen läßt. Man wird dem Verfasser beipflichten, wenn er meint, daß sein aus der Praxis entstandenes Buch dem Praktiker gute Dienste leisten wird. Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

Der Grundbau. Von O. Franzius. Unter Benutzung einer ersten Bearbeitung von O. Richter. Handbibliothek für Bauingenieure (herausgegeben von Robert Otzen). III. Teil, Wasserbau, 1. Bd. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer. XIII u. 360 S. mit 389 Textabb. Preis geb. 28,50 R.-M.

Die bekannte, von Geheimrat Otzen in Hannover herausgegebene „Handbibliothek für Bauingenieure“ ist um einen wertvollen Band bereichert worden, den „Grundbau“ von Prof. O. Franzius in Hannover. Das Werk baut sich auf einer ersten, schon vor Jahren vorgenommenen Bearbeitung des Stoffes durch Regierungsbaumeister a. D. Richter auf. Franzius hat diese Bearbeitung umgestaltet, erweitert und ihr seinen Stempel aufgedrückt: Die Erfahrungen des entwerfenden und ausführenden Ingenieurs und die wissenschaftlichen Erkenntnisse des Forschers sind in glücklicher gegenseitiger Ergänzung mit der Gestaltungsgabe des Hochschullehrers zur Darstellung gebracht.

Im ersten Teile werden Baugrund und Baustoffe besprochen, wobei ein Abschnitt über Erddrucklehre eingeschaltet ist, der die Ergebnisse der bekannten neueren Versuche des Verfassers verwertet. Zu erwähnen sind Angaben über den Rostwiderstand von Kupfereisen, die auf Versuchen der Spundwandabteilung der Vereinigten Stahlwerke A.-G. beruhen.

Im zweiten Teile werden Pfähle und Spundwände, sowie das Herstellen und Einbringen von Beton behandelt, besonders auch das Schütten von Beton unter Wasser. Hervorzuheben ist die eingehendere Darstellung der Berechnung von Bohlwänden, die wieder die Versuchsergebnisse des Verfassers über die Größe des passiven Erddruckes berücksichtigt.

Der dritte Teil — der übrigens versehentlich eine falsche Überschrift erhalten hat — behandelt die Baugrube, dabei eingehender die Fangedämme und die Grundwassersenkung, wofür einige Beispiele gegeben werden.

Der vierte und fünfte Teil bringen die unmittelbaren Gründungen im Trockenen und unter Wasser. Bei der Gründung im Trockenen werden die bei schlechtem Baugrunde zu treffenden Maßnahmen besprochen: Sohlenverbreiterung, Schwellrost, Plattengründung, Verbesserung des Baugrundes usw. Die schwierige Frage der Druckverteilung unter der Sohle wird nur gestreift. Ein kurzer Abschnitt über Gründungen im Senkungsgebiete des Bergbaues schließt sich an. Bei den unmittelbaren Gründungen unter Wasser wird eingehender das Schütten von Beton unter Wasser, kürzer die Gründung auf Erd- und Steinschüttungen erörtert.

Der sechste Teil behandelt Hohlkörpergründungen: unten offene hölzerne und eiserne Mäntel, sowie unten geschlossene Senkkasten aus Holz, Eisen und Beton, die auf die unter Wasser freigelegte Gründungssohle abgesetzt werden. Mehr Raum nimmt die Besprechung der Brunnengründung ein.

Der siebente Teil erörtert ziemlich kurz die Pfahlgründungen unter Anführung einiger Beispiele, besonders von Kaimauern. Bei der Berechnung des hohen Pfahlrostes stellt der Verfasser anschließend an das Verfahren von Jacobi die Forderung auf, daß die Pfähle so anzuordnen seien, daß bei Ausnutzung ihrer Tragfähigkeit die Pfahlköpfe sich auch entsprechend den Pfahllasten elastisch verschieben können, ohne daß die durch die verhältnismäßig steife Rostplatte verbundenen Pfähle sich in dieser Verschiebung gegenseitig behindern. Er sieht deshalb als günstigste Lösung die Anordnung von Pfahlböcken am hinteren Ende der Rostplatte und die Anhäufung von Druckpfählen unter der Mauervorderkante an, eine Bauweise, wie sie übrigens schon vor längerer Zeit für Eisenbetonmauern beispielsweise von der Bauunternehmung Christiani & Nielsen ausgeführt und seitdem in zahlreichen Fällen wiederholt ist. Die Betrachtungen sind bei der gedrängten Kürze des ganzen Werkes leider nicht erschöpfend und bringen auch in dieser in letzter Zeit mehrfach erörterten Frage nichts Abschließendes.

Der achte Teil ist der Druckluftgründung gewidmet, und zwar der Gründung mit verlorenem Senkkasten wie der mit Taucherglocke. Nach Beschreibung von Senkkasten und ihrer Absenkung, sowie nach Schilderung einer Taucherglocke und ihrer Arbeitsweise werden eingehender die eigentlichen Druckluftarbeiten behandelt, die Luftversorgung, die Schleusen und Schachtrohre, das Mauern und Betonieren unter Druckluft und die Sicherheitsmaßnahmen. Das am Schluß des Teiles gegebene, sehr abfällige Urteil über Preßluftgründungen geht zu weit, wenn es auch im letzten Satze auf Arbeiten bei höherem Drucke als 1,3 kg/cm² eingeschränkt wird.

Nachdem im neunten Teile kurz die Gefriergründung erwähnt ist, werden im zehnten Teile die Baumaschinen zur Aufbereitung von Betonzuschlagstoffen und zum Mischen des Betons beschrieben.

Ein am Schlusse angefügter, sachlich geordneter Nachweis von Veröffentlichungen auf dem Gebiete des Grundbaues ist von zweifelhaftem Werte. Er kann nicht entfernt Anspruch auf Vollständigkeit erheben, zahlreiche Aufsätze sind überdies überholt oder mit ihren Ergebnissen in neueren Lehrbüchern verarbeitet. Weniger wäre hier bei sorgfältiger Auswahl mehr gewesen.

Ein Sachverzeichnis erleichtert die Benutzung des Werkes.

Das Buch muß in dem ihm gesteckten Rahmen den umfangreichen Stoff notgedrungen vielfach in sehr knapper Fassung behandeln. Trotzdem bietet es eine Fülle von Anregungen, gibt eine gute Übersicht und ist als Nachschlagewerk sehr geeignet. Lo.

Handbuch für Eisenbetonbau. Begründet von Dr. Dr. techn. h. c. F. Emperger, Oberbaurat in Wien. 4. neubearbeitete Auflage. III. Band. Der Baustoff und seine Verarbeitung, bearbeitet von H. Burchartz, E. Jordan, H. Schluckebier und O. Rappold. XV und 427 S. mit 605 Textabb. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis in Leinen geb. 28,50 R.-M.

Das 1. Kapitel, „Der Beton“, ist diesmal von Prof. H. Burchartz, Berlin-Lichterfelde, allein bearbeitet, und zwar in drei Unterkapiteln: Die Bindemittel, die Zuschlagstoffe, Mörtel und Beton. Selbstverständlich gelangen auch die in den letzten Jahren gemachten wichtigen Fortschritte im Wesen des Betonbaustoffes zur Erörterung; so insbesondere die richtige Erkenntnis von den hochwertigen, sowie von den Tonerdezementen. Desgleichen wird auf die ausschlaggebende Rolle der Körnung der Zuschlagstoffe näher eingegangen. Endlich kommen zur Erörterung alle Probleme, die die Zement- und Betonprüfung sowohl auf der Baustelle als auch im Versuchslaboratorium anbelangen.

Das 2. Kapitel, von Obering. E. Jordan, Berlin, behandelt, bringt die Betonmischmaschinen, wobei selbstverständlich die neuesten Maschinen dieses Sondergebietes, schließlich auch Straßenbetonierungsmaschinen und die Zementkanonen erörtert werden, und zwar nicht nur in bezug auf ihre Arbeitsweise, sondern auch hauptsächlich hinsichtlich ihrer Wirtschaftlichkeit, Leistungsfähigkeit u. dergl.

Das 3. Kapitel, bearbeitet von Regierungsbaumeister a. D. H. Schluckebier, Köln-Mülheim, behandelt das Fördern und Verarbeiten des Betons

und weist gegenüber der letzten Auflage eine wesentliche Umarbeitung auf, wie dies auch der doppelte Umfang dieses neubearbeiteten Kapitels zeigt. Dieses für den Praktiker so wichtige Kapitel gliedert sich in folgende Unterkapitel: Arbeits- und Betriebsplan, Fördern, Lagern und Aufbereiten der Rohstoffe, Zubereiten, Fördern und Einbauen des Betons, Maßnahmen gegen Frost, Sonnenbestrahlung und Schwinden, Ausschalen und Nachbehandlung. Die Namen der Unterkapitel dieses Sondergebietes beweisen bereits die Fülle des verarbeiteten Stoffes.

Das 4. Kapitel, „Das Eisen und seine Verarbeitung", von demselben Verfasser des früheren Kapitels bearbeitet, steht vollkommen auf der derzeitigen Höhe; neben den neuesten Eisenbearbeitungsmaschinen wird auch der hochwertige Stahl St 48 eingehend besprochen.

Das 5. Kapitel wurde von Baurat O. Rappold, Stuttgart, bearbeitet und umfaßt unter dem Titel „Schalung und Rüstung" auch das in den früheren Auflagen des Handbuches von Prof. A. Nowak, Prag, behandelte Kapitel über Schalung und Rüstung bei Wölbtragwerken, ist daher im Interesse der Einheitlichkeit zusammengefaßt. In bekannter Gründlichkeit und Vollständigkeit werden in diesem Kapitel nicht nur dem entwerfenden, sondern auch dem bauleitenden Ingenieur mustergültige Anleitungen für Entwurf, Berechnung, Kostenermittlung und Aufstellung sämtlicher Schalungen und Rüstungen des Hoch- und Brückenbaues wiedergegeben. Möge dieser Band III des Handbuches für Eisenbetonbau als erster der 4. Auflage sowohl dem Theoretiker als auch dem Praktiker ein richtiger Wegweiser für ihren schweren Beruf werden, nicht nur zur Ehre des gesamten Ingenieurstandes, sondern auch zur Ehre des Verlages, der, was die Ausstattung des Werkes anbelangt, sein Bestes geleistet hat. Nowak.

Die Handhabung des Rechenschiebers. Von Dipl.-Ing. Dr. H. Schütze. 48 S. mit 40 Abb. und 100 praktischen Übungsbeispielen. Stuttgart 1927. Dieck & Co.

Das Büchlein verzichtet ausdrücklich auf jede Begründung oder Erklärung des Gebrauches des Rechenschiebers, sondern begnügt sich damit, die Regeln für seine Handhabung möglichst kurz und übersichtlich vorzuführen. Da dies in klarer Fassung und mit Hilfe guter Abbildungen geschieht, wird der Zweck auf sehr geringem Raum erreicht, obgleich alle Skalen des gebräuchlichen Rechenschiebers berücksichtigt und sehr viele Anwendungsbeispiele aus den verschiedensten Fächern beigegeben sind. Es fehlt ja nicht an ähnlichen Unterweisungen; immerhin wird die vorliegende vielleicht solchen Rechnern willkommen sein, die besonderen Wert auf Kürze legen. Z.

Erläuterungen mit Beispielen zu den Eisenbetonbestimmungen 1925. Von W. Gehler. 4. neubearbeitete und ergänzte Auflage. 218 S. mit 99 Abb. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis 6 R.-M.

Die dritte Auflage[1]) dieses Werkes, die vor einem Jahr erschienen war, ist bereits vergriffen; sie hat, wie nicht anders zu erwarten war, eine rege Anteilnahme in der Betonfachwelt gefunden. Die nunmehr vorliegende vierte Auflage ist an manchen Stellen noch erweitert. Die chemische Zusammensetzung der Zemente wird auf Seite 29 durch eine Abbildung des Dreistoff-Systems: Kalk-Kieselsäure-Tonerde erläutert. In dem Abschnitt § 6: „Zubereitung der Betonmasse" sind die Zahlenbeispiele neu durchgerechnet. Der Verfasser kommt zu dem Schluß, daß die sogen. Siebregeln einen gewissen Anhalt zur Bewertung des Sandes vor dem Baubeginn geben, und daß man dadurch in die Lage kommt, das etwa fehlende Korn durch Hinzusetzen einer anderen Sandsorte zu ersetzen. Niemand denkt aber daran, auf dem Bau einen Kiessand etwa in vier Sorten auseinanderzusieben und dann wieder zusammenzusetzen. Bei Erörterung der Bestimmung über die Breite des mittragenden Plattenstreifens unter Einzellasten empfiehlt der Verfasser, mit der Breite b_1 nicht über 2,5 m hinauszugehen und dabei obere und untere Verteilungseisen in ausreichendem Maße anzuordnen. Im letzten Abschnitt: „Zulässige Beanspruchungen" hat die Erörterung über die Sicherheit der Bauwerke eine wesentliche Erweiterung erfahren durch Hinweis auf die Mohrsche Grenzkurve[2]) für einen Beton von der Güte, wie sie bei Eisenbetonbauten im allgemeinen vorhanden ist. Die Grenzlinie ist durch Abbildungen erläutert. Man wird dadurch in den Stand gesetzt, für Säulen nicht nur die Festigkeit gegenüber der mittigen Druckspannung zu bestimmen, sondern auch die Zugspannung auszurechnen, die von den Seitenbügeln aufzunehmen ist. Die Art der Berechnung wird an verschiedenen Zahlenbeispielen gezeigt.

Der Abschnitt „B. Ebene Steindecken" ist fast ganz unverändert geblieben. In einem Anhang werden noch die vom Deutschen Beton-Verein neu herausgegebenen „Vorläufigen Leitsätze für die Baukontrolle im Eisenbetonbau" behandelt. Bekanntlich haben die Mitglieder des Vereins in der Hauptversammlung am 17. März 1927 sich zur Durchführung dieser Baukontrolle verpflichtet. Die Kontrolle erstreckt sich auf den Zement, auf die Kornzusammensetzung der Zuschläge und auf die Festigkeit des Betons. Die Würfelprobe darf durch eine Balkenprobe ersetzt werden, die die beiden Fragen beantwortet: a) Liefern die Baustoffe bei dem angewandten Arbeitsverfahren (z. B. Wasserzusatz) einen hinreichend festen Beton? (Güteprobe) und b) Ist der Beton im Bauwerk unter Einwirkung von Wind und Wetter hinreichend verhärtet? (Erhärtungsprobe).

Durch die hier erwähnten Erweiterungen, zu denen noch manche kürzere Zusätze hinzukommen, haben die „Erläuterungen" wiederum sehr an Wert gewonnen, so daß sie auch in der jetzt vorliegenden vierten Auflage gewiß noch viele neue Leser finden werden. L.-M.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 54, S. 825.

[2]) Vergl. Gehler, Festigkeitslehre im „Taschenbuch für Bauingenieure", 5. Aufl., 1927.

Eisenbeton-Zahlentafeln. Von Oberregierungsbaurat a. D. Weese, Teil III. Hohlsteindecken. 3. Aufl. 1927. 71 S. Selbstverlag Weese. Kirchmöser (Havel) Werk. Preis 18 R.-M.

Der bekannte Verfasser behandelt im 3. Teile seines groß angelegten Tabellenwerkes unter Mitwirkung von Dr.-Ing. Roll die Steineisendecken und die Eisenbeton-Rippendecken. Für erstere gilt Abschnitt B der Deutschen Eisenbeton-Bestimmungen 1925, für letztere der Abschnitt A. Tafel 1 enthält Rechnungsergebnisse für Steineisen-Dachplatten von 6 und 6,5 cm Stärke. Sie gestattet, F_e für gegebene Stützweiten und gegebene Nutzlasten unmittelbar abzulesen. In den Tafeln 2 bis 9 sind zulässige Momente und zulässige Querkräfte angegeben für Steineisendecken von 10 bis 25 cm und für Bandeisen- und Rundeisenbewehrungen. Aus den Tafeln 10 bis 14 kann für Nutzlasten von 100 bis 2000 kg/m² bei gegebener Stützweite die zugehörige Bewehrung abgelesen werden, wobei die Deckenstärken d von 10 bis 25 cm gestaffelt sind. Die besonders häufig vorkommende Steineisendecke von 10 cm Stärke wird besonders in den Tafeln 15 bis 20 behandelt mit dem Ziel, sofort für gegebenes l und für Nutzlasten von 100 bis 2100 kg/m² die zugehörige Bewehrung abzulesen. Für Eisenbetonrippendecken von 15 bis 40 cm Stärke sind in den Tafeln 21 bis 27 die zulässigen Momente und Querkräfte, in den Tafeln 32 bis 34 die zulässigen Stützweiten angegeben. Das ungemein umfangreiche Zahlenmaterial erschöpft alle in der Praxis möglichen Fälle und ist mit großem Fleiß und mit Sachkenntnis aufgestellt.

In formaler Beziehung fällt mir folgendes auf: In den Spalten 1 der Tafeln 1 bis 9 würden quergestellte Deckenquerschnittzeichnungen nützlich sein. In den Tafeln 10 bis 14 und 32 bis 34 stehen in den senkrechten Spalten für geringe Nutzlasten Größen verschiedener Art untereinander, nämlich fettgedruckte Bewehrungen und schräggestellte Stützweiten, was leicht zu Verwechslungen führt und im Widerspruch zu der Tafelüberschrift steht.

Sachlich vermag ich in mehreren Punkten dem Verfasser nicht zu folgen. In Tafel 1 wird nicht beachtet, daß die Stützweite auch der Dachplatten im allgemeinen das 27 fache der Nutzhöhe nicht überschreiten darf, vergl. B. § 7. Nur ausnahmsweise darf der Schlankheitsgrad 1 : 27 überschritten werden, wenn vorschriftsmäßige Prüfungen stattgefunden haben. In Tafel 1 wird bei einer Nutzhöhe von 4,6 cm die zulässige Stützweite bis zu 3,42 m bezw. bei $h = 5{,}15$ cm, $= 3{,}58$ m angegeben. Das sind Schlankheitsgrade 1 : 75 bezw. 1 : 70, die ich als verantwortlicher Konstrukteur nie ausführen, als Baupolizei nie genehmigen würde. Für Steineisendecken aus 10 cm starken Hohlsteinen ohne Betondeckschicht werden zulässige Nutzlasten bis zu 2100 kg/m² angegeben (Tafel 15 bis 17). Solch hohe Nutzlasten sind in der Regel mit Stößen verbunden. Dafür sind aber Steineisendecken nicht geeignet. Sie sind am Platze für sehr kleine Nutzlasten, aber auch nur dort. Als Baupolizei würde ich Decken dieser Art bei höheren Lasten grundsätzlich zurückweisen. Diese Tabellenangaben können in den Händen von unkritischen Benutzern, von jungen Inhabern eben gegründeter Unternehmungen für „Hoch-, Tief- und Eisenbetonbau" viel Unheil stiften. Weniger wäre hier mehr gewesen. Bei den Eisenbetonrippendecken vertritt Verfasser den Standpunkt, daß bis zu einer Haftspannung von $= 5$ kg/cm² die Rundeisen ohne Endhaken ausgeführt werden dürfen. Dies ist indessen nach A 14,1 unzulässig. Es müssen immer Endhaken vorhanden sein.

Als Druckfehler sind mir aufgefallen: Seite 5, Zeile 14: statt $^1/_2$ cm muß es heißen 1 cm, Seite 8, Zeile 2: der Betonstreifen muß nicht 4,7, sondern 47 cm breit werden.

Meine Einsprüche ändern nichts an der Tatsache, daß das vorliegende Werk die Arbeit des Eisenbetonspezialisten in erfreulicher Weise abzukürzen geeignet ist und für sie empfohlen werden kann.

Prof. B. Löser, Dresden.

Elemente des Eisenbaues. Grundlage für das Berechnen und Entwerfen von Eisenbauwerken. Unter Berücksichtigung der Normen für Eisenbau von Alfred Striepling. 104 S. mit 135 Abb. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 3,80 R.-M.

Das Büchlein bietet in übersichtlicher und leicht verständlicher Form die allgemeinen Grundregeln, die für das Gebiet des Eisenbaues in Betracht kommen. Der Inhalt gliedert sich in folgende Hauptabschnitte: Gewinnung und Verwendung des Eisens — Handelswaren des Eisens — Formeisen, Stabeisen, Bleche — Lieferungsvorschriften — Prüfung des Eisens — zulässige und auftretende Beanspruchungen — erforderlicher Querschnitt — Verbindungsmittel (Niete und Schrauben) — Querschnittbestimmungen einzelner Bauteile — Walzträger und Blechträger — Trägeranschlüsse — Stabkreuzungen — Stabverlängerungen, Stöße — Ausbildung der Fachwerkknoten — Ausbildung der Stäbe zwischen den Knoten, Richtlinien für die Festigkeitsberechnung und für die Anfertigung der Zeichnungen — Normenblätter für Eisenbau.

Die Abbildungen sind in vorbildlicher Weise wiedergegeben. Bei Abb. 122 möchten aber die Stoßlaschen auf die freien Schenkel gelegt werden; die gezeigte Anordnung wäre zu beanstanden. Die Beiwinkel der Abb. 119 sind entweder zu sägen (was zu teuer wäre) oder mit dem Gehrungsschneider zu behandeln. Jedenfalls möchte bei einer Neuauflage auch die eigentliche Werkstattbearbeitung des Eisens in dem Umfange behandelt werden, der dem Charakter des Büchleins entspricht. Diese Dinge sind gerade für den Anfänger von besonderer Wichtigkeit. Immerhin ist das Buch auch in der vorliegenden Gestalt durchaus geeignet, bei dem Berechnen und Entwerfen einfacher Bauteile beste Dienste zu leisten. Wertvoll erscheinen einige Rechenbeispiele, die den Übergang von der Theorie zur praktischen Nutzanwendung erleichtern helfen. Druck und Ausstattung des Büchleins lassen nichts zu wünschen übrig. C. Kersten.

Der Eisenbau, ein Handbuch für den Brückenbauer und Eisenkonstrukteur. Von Luigi Vianello. 3. Aufl., bearbeitet von Dr.-Ing. Luz David, Magistratsbaurat der Berliner Baupolizei. München und Berlin 1927. Verlag von R. Oldenbourg.[1]) Preis geh. 30, in Leinen geb. 31,50 R.-M.

Das Handbuch von Vianello hat sich in den 23 Jahren seines Bestehens auf dem Arbeitstische eines jeden Eisenkonstrukteurs seinen Platz errungen. Es geht jetzt in 3. Auflage wesentlich erweitert in die Welt, um sich zu den alten Freunden neue zu erwerben. Der Verfasser hat wiederum versucht, eine vollständige Behandlung aller der Fragen zu bieten, die dem Eisenkonstrukteur bei der Bearbeitung der ihm übertragenen Bauaufgaben entgegentreten. Die Einteilung des Stoffes ist im wesentlichen dieselbe geblieben wie in früheren Auflagen. Er ist jedoch durch Abschnitte über Mathematik und Mechanik erweitert worden. Außerdem wurden Kapitel über Brückenkrane, Bogendächer und Rahmenträger aufgenommen.

Der erste Hauptteil des Buches umfaßt die Baustatik. Hier wird der Festigkeitsnachweis aller Tragwerke behandelt, die im Eisenbau eine Rolle spielen. Zu der sehr ausführlichen Darlegung der theoretischen Beziehungen tritt eine große Zahl von Angaben über die Größe der Schnittkräfte und Formänderungen viel verwandter Systeme. Den exakten Untersuchungen werden brauchbare Näherungslösungen zur Seite gestellt, um die für den Entwurf notwendige schnelle Beurteilung der Sicherheit bequem durchzuführen. Sehr nützlich sind die Angaben über Gewichte und erste Formgebung des Tragwerks, um eine für die Rechnung brauchbare Grundlage zu erhalten. In dieser Beziehung ist das Buch für den Entwurfsverfasser gegenüber Werken der Baustatik im Vorteil. Auch die theoretischen Abschnitte über die zur Bearbeitung von Aufgaben des Eisenbaues geeigneten Verfahren sind auf diese besonderen Bedürfnisse eingestellt. Vielleicht könnte das Werk mit Rücksicht auf die vorhandene umfangreiche Literatur und den besonderen Charakter als Handbuch hier manche Kürzung erfahren und auf das Methodische der Rechenvorschrift beschränkt werden, um den Umfang des Buches zu verringern. Aus dem gleichen Grunde läßt sich darüber streiten, ob die Aufnahme von Teilgebieten der Mathematik und der Mechanik richtig ist, obgleich der Verfasser sich auf diejenigen Angaben beschränkt hat, die bei der Bearbeitung der Entwürfe viel verwendet werden. Eine erhebliche Erweiterung haben die Abschnitte erfahren, die L. Vianello als technische Aufgaben und praktische Angaben bezeichnete. Sie mußten vor allem infolge der Reichsbahnvorschriften und der zahlreichen für den Eisenbau aufgestellten DINormen wesentlich umgestaltet werden. Von besonderer Bedeutung ist das vom Verfasser neu hinzugefügte Kapitel über Brückenkrane und Verladebrücken. Diese haben im Laufe des letzten Jahrzehnts große Abmessungen erhalten, so daß es an der Zeit ist, einheitliche Vorschriften für Belastung, zulässige Beanspruchung und Fertigung aufzustellen, die der umfangreichen Verwendung dieser Einrichtungen, der dauernd zunehmenden Last und dem verwickelten Kräfteverlauf entsprechen.

Der Verfasser hat mit der neuen Auflage des „Vianello" der Öffentlichkeit ein Werk übergeben, das allseitig begrüßt werden und sich im Gebrauch recht nützlich erweisen wird. Es wird den Fachgenossen bestens empfohlen. Beyer.

Mehrstielige Rahmen. Gebrauchsfertige Formeln zur Berechnung mehrfach statisch unbebestimmter rahmenartiger Stabsysteme, als Hilfsmittel für den entwerfenden Ingenieur und für den Konstruktionstisch. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Privatdozent an der Techn. Hochschule Darmstadt. Zweite vollständig neubearbeitete und bedeutend erweiterte Auflage. XVI u. 448 S., enthaltend 21 Rahmenformen mit 117 Einflußlinien, 436 Belastungsfällen und 2 ausführlichen Zahlenbeispielen sowie reichhaltige Sammlung der Kreuzlinienabschnitte. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 28, in Leinen geb. 30 R.-M.

Drei Jahre nach Erscheinen der ersten Auflage machte sich die Herausgabe der zweiten erforderlich. Im Umfang kaum größer als die erste Auflage, unterscheidet sich doch die vorliegende in wesentlichen Punkten von jener: Durch Einführung der sogenannten Belastungsglieder, d. h. der analytischen Ausdrücke für die Kreuzlinienabschnitte, ist die Zahl der Belastungsfälle bei den verschiedenen Rahmenformen bedeutend herabgesetzt, zugleich aber auch die Handlichkeit und Übersichtlichkeit des Werkes erhöht worden. Der durch die genannte Einschränkung gewonnene Buchraum wird durch Einfügung von vier neuen Rahmenformen ausgefüllt. Das sind hauptsächlich mehrgeschossige Stockwerkrahmen, die in der ersten Auflage etwas kurz (nur mit einer Form) behandelt waren. Außerdem sind am Schlusse zwei ausführliche Zahlenbeispiele neu aufgenommen worden.

Das Werk hat durch die Um- und Neubearbeitung bedeutend gewonnen und kann ebenso warm wie die erste Auflage empfohlen werden. Die Tatsache, daß die „Mehrstieligen Rahmen", die doch immerhin einen nicht alltäglichen Stoff behandeln, schon nach drei Jahren neu verlegt werden mußten, kennzeichnet am besten ihren Wert und ihre Bedeutung für die Ingenieure. Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

Ein Industriebau von der Fundierung bis zur Vollendung. 146 S. mit 177 Abb. und 17 Tafeln. Berlin 1927. Bauwelt-Verlag. Preis: in Ganzleinen geb. 22 R.-M.

Das vorliegende prächtig ausgestattete Werk behandelt im besonderen den Neubau des Druckereigebäudes des Ullstein-Verlages in Berlin-Tempelhof an der Kreuzung der Berliner Straße mit dem Teltowkanal, des größten privaten Fabrikbaues der Jahre 1925/26 in Groß-Berlin. Der Inhalt des Buches ist aber mehr als die beschreibende Darstellung eines bestimmten Baues, sondern hat, wie auch der Titel zutreffend zum Ausdruck bringt, eine allgemeinere Bedeutung; denn es wird hier nicht, wie sonst üblich, ein fertiger Bau in Wort und Bild vorgeführt, sondern das Werden des Baues „von der Fundierung bis zur Vollendung" eingehend erörtert. Die Bearbeiter des Buches waren mit am Bau tätig und teilen nunmehr die Erfahrungen der Bauleitung, bei der übrigens Architekt und Ingenieur vorbildlich zusammengearbeitet haben, ohne Rückhalt mit, wobei sie auch nicht die Fehler verschweigen, die beim Bau begangen wurden. So lassen sich aus dem Buche, das als ein „Buch der Praxis" gelten darf, die moderne Bautechnik und die besonderen Erfordernisse eines neuzeitlichen Fabrikbaues vortrefflich lernen.

Erbauer des wohl nicht als Fabrikgebäude im gewöhnlichen Sinne, sondern mehr noch als Repräsentationshaus eines riesenhaften Verlagsunternehmens entworfenen Baues ist der Architekt Prof. Eugen G. Schmohl, der leider die Vollendung seines größten Werkes nicht mehr erlebt hat. Sein Bild findet sich bei dem Titelblatte des Buches.

Den ersten Hauptabschnitt: „Die Architektur und Planung des Baues" hat Reg.-Baumeister J. Braun bearbeitet. Im zweiten Abschnitt: „Die Konstruktion und ihre Ausführung" von Dipl.-Ing. O. Zucker ist u. a. das bei dem Bau zur Anwendung gelangte Gießverfahren — es handelt sich hier um den ersten gegossenen Hochbau in Deutschland — ausführlich geschildert.

Das schrittweise zu gleicher Zeit mit dem Bau entstandene Werk darf als ein nützliches, praktisches Lehrbuch für alle die gelten, die dem Architekten oder Bauingenieur die Aufgabe stellen, einen derartigen Industriebau auszuführen, aber auch für die, die mit solchen Bauaufträgen betraut werden. Die Durchsicht des Werkes mit seinen glänzenden Bildern bietet für jeden Fachgenossen einen besonderen Genuß. Ls.

Die Preisermittlung der Zimmererarbeiten und ihre technisch-kaufmännischen Grundlagen. Von Ing. Hugo Bronneck, behördl. autor. Zivilingenieur für das Bauwesen. 88 S. mit 51 Abb. Wien 1927. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 4,80 R.-M.

Ein Unterabschnitt der vorliegenden Schrift behandelt die Bekämpfung der Schleuderpreise im Baugewerbe. Als eine der wichtigsten Ursachen für dieses Unwesen wird die auf Unkenntnis beruhende falsche Preisermittlung angegeben. Der Praktiker wird dem Verfasser hierin recht geben und seine Arbeit begrüßen, da sie durchaus geeignet ist, in der Frage der Preisermittlung aufzuklären und zu belehren.

Der Verfasser untersucht sorgfältig die Grundlagen der Preisermittlung. Sodann wird der Material- und Zeitaufwand an Hand von Beispielen sämtlicher vorkommenden Arbeiten, einschließlich neuzeitlicher Konstruktionen (z. B. Zollbau-Lamellendach) eingehend behandelt. Der Preisermittlung sind die „Werteinheiten" zugrunde gelegt, so daß das kleine Werk in seiner Anwendung nicht durch Ort oder Zeit gebunden ist. — Die sorgfältige Arbeit darf bestens empfohlen werden. Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

Bauaufsicht und Bauführung. Handbuch für den praktischen Baudienst. Von G. Tolkmitt †. 5. neubearbeitete Auflage. Herausgegeben von M. Rendschmidt, Magistratsoberbaurat. 3. Band: Berechnung und Ausführung von Ingenieurbauten. 294 S. mit 105 Textabb. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 7,80 R.-M., in Leinen geb. 8,70 R.-M.

Nachdem kürzlich der zweite, die Hochbauten behandelnde Band des bekannten Tolkmittschen Werkes in neuer Auflage erschienen ist,[1]) liegt nunmehr auch der dritte Band, der „Ingenieurband", vor. Seit der im Jahre 1909 erschienenen letzten Auflage haben sich die Verhältnisse so geändert, daß mehrere Abschnitte ganz neu bearbeitet werden mußten. Der am Anfang stehende Abschnitt Wasserbau (Bearbeiter Regierungs- und Baurat Brandt) erfüllt den im Gesamttitel zum Ausdruck gebrachten Zweck des Werkes, ein Handbuch für die praktische Bauaufsicht und Bauführung zu sein, am besten. Er gibt in gedrängter Übersicht alles das, was Bauaufseher und Bauführer bei der Vorbereitung, Entwurfsbearbeitung und Bauausführung wissen und beachten müssen, ohne sich auf die Gestaltung der Bauwerke selbst einzulassen. Insbesondere sind alle in Betracht kommenden Vorschriften vollständig angeführt, und eine große Zahl von praktischen Winken und Fingerzeigen wird gegeben.

In den übrigen Abschnitten werden teilweise Angaben über die Ausbildung der Bauwerke und Bauwerkeinzelheiten gemacht, die wohl in einem knapp gefaßten Lehrbuche des Ingenieurbaues am Platze und für die Kreise, für die das Werk bestimmt ist, sicherlich wertvoll sind, von dem gestellten Thema aber doch abweichen. Am ehesten läßt es sich in den Abschnitten Straßenbau und Eisenbahnbau noch rechtfertigen, daß eine Übersicht über die verschiedenen Arten der Ausführung gegeben wird. An sich ist die Darstellung gerade dieser Abschnitte (Straßenbau: Bearbeiter Stadtbaurat Klinner; Eisenbahnbau: Bearbeiter Professor Dr.-Ing. Wilh. Müller) ausgezeichnet. In übersichtlicher Form geben sie einen Abriß beider Gebiete, der alles für die Überwachung der Bauausführung Wissenswerte nach dem neuesten Stande enthält.

In dem Abschnitt Be- und Entwässerung der Städte (Bearbeiter Stadtbaurat Heske) hat dagegen die Vielseitigkeit der Bauanordnungen den Verfasser ganz besonders verleitet, fast mehr auf die bauliche Durchbildung, als auf die Art der Bauüberwachung einzugehen. Und auch in dem letzten Abschnitt Brückenbau (Bearbeiter Regierungsbaurat Kuhnke) sind manche Angaben enthalten, die für den entwerfenden Ingenieur fraglos wichtig, für die eigentliche Bauausführung aber entbehrlich sind.

Vielleicht kann bei einer weiteren Auflage diesen Anregungen Rechnung getragen werden. Das Werk ist aber auch so schon in seiner neuen Fassung ein wertvolles Hilfsmittel der Bauausführung, das auf keiner Baustelle fehlen sollte. Lohmeyer.

[1]) Der preuß. Minister für Volkswohlfahrt hat die Baupolizeibehörden auf diese Auflage mit Erlaß vom 5. 5. 1927 besonders hingewiesen. Die Schriftleitung.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 40, S. 605.

Eisenbeton-Zahlentafeln von Weese. Teil V, Querschnitte mit außermittiger Last. 3. Auflage. 37 S. Selbstverlag. Kirchmöser (Havel)-Werk. Preis geh. 16 R.-M.

Das Buch gliedert sich in

1. vier Tafeln, die sich auf quadratische, achteckige, sechseckige und kreisförmige Stützen mit gleicher Längsbewehrung in Druck- und Zugzone unter Berücksichtigung der Beton-Zugspannungen bei einer Seitenlänge bezw. einem kleinsten Durchmesser von 25 bis 100 cm beziehen. Die zugrunde gelegte Betonspannung $\sigma_b = 40$ kg/cm² wurde hierbei zerlegt in den von der Kraft P herrührenden Teil σ_m und den vom Moment $P \cdot e$ herrührenden Teil σ_a. Die Tafeln sind aufgestellt für $\sigma_m = 16$ bis 36 mit je 1 kg/cm² Abstand. Für Bewehrung sind nur genormte Rundeisen vorgesehen, und zwar für jeden Betonquerschnitt F_b die beiden der Bedingung $p \geqq 0{,}8\,\%$ zunächst liegenden Werte sowie der der Bedingung $p \leqq 3\,\%$ am nächsten kommende Wert, dazu noch bei den Stützen von 42 cm Stärke an die nach den Deutschen Bestimmungen vom September 1925 entsprechend dem Schlankheitsgrade zulässige geringste Bewehrung bis zu 0,5 % herab. Für jeden so festgelegten Querschnitt sind aus den Tafeln die einem bestimmten σ_m entsprechende Last P nebst zulässigem Hebelarm e abzulesen. Ferner enthalten die Tafeln Differenzwerte ΔF_e zur Zwischenschaltung bei Vergrößerung der Belastung P um 1 t bezw. des Hebelarms e um 0,1 cm, die zulässigen Stützenhöhen ohne Knickberechnung und die Eigengewichte, endlich noch Hilfstafeln für Berechnung der Bewehrung von 0,5 bis 0,8 % entsprechend dem Schlankheitsgrade von 5 bis 10 sowie über ω-Werte für Schlankheitsgrade von 15 bis 25.

2. zwei Tafeln wie vor für rechteckige Querschnitte mit einer Breite $b = 100$ cm und Höhe $d = 25$ bis 200 cm, Bewehrung 0,8 und 3 %, sowie von $d = 42$ cm ab 0,7 bezw. 0,6 bezw. 0,5 %.

3. zwei Tafeln wie vor unter 2., jedoch mit verschiedener Druck- und Zugbewehrung, wobei letztere durchweg zu 0,3 % angenommen wurde.

4. Tafeln für rechteckige Querschnitte ohne Berücksichtigung der Betonzugspannungen. Diese finden Verwendung, sobald die Last soweit außerhalb des Kerns angreift, daß die Betonzugspannung am Rande den Wert $\frac{\sigma_b}{5}$ übersteigen würde. Die wirtschaftlichste Eisenzugspannung hängt in diesem Falle vom Verhältnis der Längskraft P zum Biegungsmoment M ab. Unter Benutzung der von Jahn entwickelten Formel für $q = \frac{P \cdot h}{M}$ bringt der Verfasser in einer Hilfstafel diese q-Werte für $\sigma_b = 40$, 50, 60 und 70 und $\sigma_e = 1200 - 100$ kg/cm². In drei weiteren Tafeln finden sich dann die diesen Beanspruchungen entsprechenden Werte von M, f_e und z für Beton-Querschnitte von 25 bis 200 cm Höhe bei 100 cm Breite, sowie Koeffizienten zur Ermittlung der zusätzlichen Zugeisenbewehrung und einer entsprechenden Druckbewehrung, sofern die aufzunehmenden Momente die Tafelwerte für M übersteigen.

An 14 Beispielen wird die Verwendung der Tafeln erläutert.

Der Wunsch nach möglichster Verdeutschung auch von alters her gebräuchlicher technischer Bezeichnungen führt den Verfasser zu Übertreibungen, so wenn er „die Ausmitte" für Exzentrizität sagt. Das erscheint um so verwunderlicher, als anderseits beispielsweise die Bezeichnung „ideeller" Querschnitt beibehalten wird. Dipl.-Ing. G. Kaufmann.

Heft XI der Mitteilungen über Versuche des Österreichischen Eisenbeton-Ausschusses. 1. Versuche mit Säulen aus umschnürtem Beton und aus umschnürtem Gußeisen. Mit 40 Abbildungen und 6 Tabellen im Text. Von Dr. Fritz Emperger. 2. Setzprobe und Flüssigkeitsgrad von Beton, Vergleich verschiedener Probekörperformen. Mit 11 Abbildungen und 2 Zahlentafeln im Text. Von Prof. Dr. Franz Rinagl. Leipzig und Wien 1927. Verlag von Franz Deuticke. Preis geheftet 5 R.-M.

Der Bericht von Emperger gelangt auf Grund der darin beschriebenen 25 Modellversuche und 22 Säulen zu einer wesentlichen Abänderung der bisherigen Regeln. Danach ist nämlich die Wirkung der Umschnürung von der Güte des Betons so gut wie unabhängig und hängt außer von der Menge des Umschnürungsdrahtes nur noch von dessen Beschaffenheit ab. Der Beweis dafür wird durch eine Reihe von Messungen der Querdehnung und des Eintrittes der Fließgrenze im Umschnürungsdraht geführt und die Richtigkeit der Vorschläge an den Versuchen des französischen und deutschen Eisenbetonausschusses dargetan.

Es wird nachgewiesen, daß die übliche Beschränkung des Querschnittes der Längseisen (Flußstahl) auf 3 % nicht gerechtfertigt ist, sondern daß selbst 10 % einwandfrei mitwirken. An ferneren Versuchen mit 5 und 10 % Bewehrung aus Gußeisen wird gezeigt, daß auch diese Gußstäbe die Tragfähigkeit der Druckglieder nach dem von Dr. Emperger aufgestellten Additionsgesetze vermehren. Man vermißt bei den Erörterungen des Verfassers ein Eingehen auf die Ergebnisse, die Mörsch in seinem bekannten Werke „Eisenbetonbau", 5. u. 6. Aufl., Bd. I 1, über umschnürte Säulen niedergelegt hat. —

Die Versuche von Prof. Dr. Rinagl bilden einen Teil der vom Österr. Eisenbetonausschuß in die Wege geleiteten Baukontrolle des Eisenbetons, wofür die Richtlinien im Organ des Österr. Normenausschusses für Industrie und Gewerbe, der „Sparwirtschaft", Februar 1927, veröffentlicht sind. Die hier wiedergegebenen Versuche behandeln die Setzprobe zur Bestimmung des Flüssigkeitsgrades des Betons sowie die Eignung und den Wert verschiedener Formen von Versuchskörpern für die Bestimmung der Güte des Betons.

Beton-Kalender 1928. Taschenbuch für Beton- und Eisenbetonbau sowie die verwandten Fächer. Herausgegeben vom Verlage der Zeitschrift „Beton u. Eisen". XXII. Jahrgang. 2 Teile, XVI u. 512 S. sowie VIII u. 427 S. mit 1048 Textabb. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis Teil I in Leinen geb., Teil II geh. 6,60 R.-M.

Der Jahrgang 1928 des allgemein bekannten Taschenbuches ist wieder in zwei Teilen erschienen. Der erste Teil bringt wie bisher die Hilfswissenschaften, die amtlichen Eisenbetonvorschriften des Deutschen Reiches und zahlreicher (zwölf) anderer Staaten, ferner fachliche Vorschriften aller Art, die deutsche Verdingungsordnung für Bauleistungen, soweit sie den Eisenbetonbauer interessiert, die Gebührenordnung der Ingenieure und Architekten u. a. m. Neu ist dabei die wertvolle Bereicherung des Kapitels Festigkeitslehre durch Aufnahme des Spangenbergschen Verfahrens (vergl. „Der Bauingenieur" 1925, Heft 10) zur Spannungsermittlung von auf Druck und Biegung beanspruchten Querschnitten, insbesondere bei Ausschluß von Zugfestigkeit. Das Verfahren stellt sich an die Seite des bekannten Verfahrens von Mohr und von Guidi.

Erweitert wurde ferner der Abschnitt Plattentheorie, außerdem das das Kapitel Zementmörtel und Beton, Luftmörtel und hydraulische Mörtel im Abschnitt Baustoffkunde und die Statik der Baukonstruktionen, in der die Momententafeln des durchlaufenden Rahmens von Dipl.-Ing. v. Henning auf Schönhoff („Beton u. Eisen" 1926, Heft 17) aufgenommen wurden. Eine zeitgemäße Umarbeitung erfuhr auch das Kapitel Festigkeitsberechnung der Eisenbeton-Querschnitte. Neu aufgenommen wurden die Richtlinien für die Ausführung von Bauwerken im Moor, in Moorwässern usw. im Dezember 1926.

Die ausländischen Eisenbetonvorschriften sind erweitert durch einen Auszug aus den russischen Vorschriften vom 26. März 1921. Die österr. Vorschriften wurden weggelassen, da in Österreich zur Zeit der Drucklegung neue Eisenbetonbestimmungen in Vorbereitung waren, durch die inzwischen die alten Vorschriften vom Dezember 1920 hinfällig geworden sind. Von sonstigen Bestimmungen wurden u. a. auch die schon erwähnte neue deutsche Verdingungsordnung für Bauleistungen vervollständigt. Schließlich wurde die Zusammenstellung der amtlichen Prüfungsanstalten einer Berichtigung unterzogen.

Im zweiten Teil, der die praktischen Anwendungsformen des Beton- und Eisenbetonbaues behandelt, sind sämtliche Kapitel unter Berücksichtigung des in der Zwischenzeit Geschaffenen überarbeitet worden. An die Stelle der Kapitel Straßenbau, Wasserkraftanlagen, Wehre und Staumauern, die im Jahrgang 1929 behandelt werden sollen, sind die Abschnitte Silos, landwirtschaftliche Bauten und Bergbau getreten.

In jeder Hinsicht sind die einzelnen Abschnitte auf den gegenwärtigen Stand unseres Wissens gebracht worden, die Ausstattung des neuen Jahrganges ist wieder — wie immer — eine ganz vortreffliche, dabei hat sich der Preis gegen das Vorjahr sogar etwas ermäßigt. Einer besonderen Empfehlung bedarf der Beton-Kalender heute wohl nicht mehr, dafür spricht schon die Tatsache des Erscheinens des 22. Jahrganges. Er ist mit der Zeit ein unentbehrliches Hilfsmittel für den Betonfachmann geworden und dies mit Recht, denn er enthält neben den gediegenen theoretischen Abschnitten den Niederschlag großer praktisch-konstruktiver und wirtschaftlicher Erfahrungen seiner verschiedenen Verfasser.

Dr.-Ing. F. Kann.

Berechnung vielfach statisch unbestimmter biegefester Stab- und Flächentragwerke. Von Dr.-Ing. P. Pasternak. I. Teil: Dreigliedrige Systeme. 273 S. mit 77 Abb. und 3 Tafeln. Zürich und Leipzig 1927. Verlag A.-G. Gebr. Leemann u. Co. Preis 13 R.-M.

Der erste Teil dieses Werkes behandelt hauptsächlich die analytische und graphische Theorie und Anwendungen der für die jetzt besonders im Eisenbetonbau vorkommenden Tragwerkformen wichtigen dreigliedrigen Elastizitätsgleichungen. Der Inhalt bildet eine für die Praxis bestimmte Ergänzung zu den Arbeiten von O. Mohr, H. Müller-Breslau u. a. über energetische und graphische Berechnungsverfahren.

In dem ersten, allgemeinen Teil sind die Grundlagen entwickelt; der zweite Abschnitt bringt ihre Anwendungen unter besonderer Berücksichtigung der dreigliedrigen Systeme. Behandelt werden u. a. dreifach statisch unbestimmte Tragwerke, durchlaufende Träger auf elastisch drehbaren Stützen, Gewölbe und Rahmen mit elastisch beweglicher Lagerung, das allgemeine Drehwinkelverfahren sowie mehrstielige und Stockwerk-Rahmen.

Das Buch stellt eine weitere Bereicherung des auf dem Gebiete der Statik der Bauwerke vorhandenen Schrifttums dar. Zur Vertiefung der Kenntnisse in dem behandelten Sondergebiet sei es empfohlen, da es zahlreiche Anregungen bietet. Dr.-Ing. Roll.

1. Allgemeine Bestimmungen für die Vergebung von Bauleistungen.
2. Allgemeine Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen. Aufgestellt vom Reichs-Verdingungs-Ausschuß. Ausgabe: Mai 1926. DIN. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8. Preis geh. je 0,30 R.-M.

Die vorstehend genannten, für die Vergebung und Ausführung von Bauleistungen grundlegenden Vorschriften, deren Erscheinen ohne Zweifel einem dringenden praktischen Bedürfnis entsprochen hat, sollte sich jeder Bauherr, Bauunternehmer und Baubeamte anschaffen und nach ihnen seine geschäftlichen Anordnungen treffen. Es wäre sehr erwünscht, wenn in Zukunft bei allen Bauausführungen die klar und übersichtlich abgefaßten neuen Vorschriften, die übrigens als DIN 1960 und DIN 1961 auch in die „Normen der Deutschen Industrie" aufgenommen sind, zur Anwendung gebracht würden. Ls.

Der Aufbau des Mörtels und des Betons. Von Otto Graf. 2. Aufl. 76 S. mit 60 Textabbild. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 7,20 R.-M.

Erst seit wenigen Jahren wendet sich bei uns in Deutschland auf dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaues das allgemeine Interesse der Fachwelt auch den Fragen der Materialzusammensetzung zu, während bis dahin fast ausschließlich statische und konstruktive Gesichtspunkte beim Entwerfen und bei der Ausführung maßgebend waren.

Das vorliegende Werk von Graf, erstmalig 1922 erschienen, hat das Verdienst, als eines der ersten auf diesem Gebiete aufklärend gewirkt zu haben, indem es das bis dahin in der Literatur nur vereinzelt vorhandene Material sichtete und, gestützt auf zahlreiche eigene Versuche, die Frage der Zusammensetzung des Betons unter einem einheitlichen Gesichtspunkte darstellte. Graf wies auf Grund vieler Versuche nach, daß die von einem Mörtel oder Beton zu erwartende Mindestfestigkeit sich als Funktion der Zementnormenfestigkeit und des Wasserzementfaktors angeben läßt. Die wichtige Frage der Beschaffenheit des Sandes und der groben Zuschläge kommt hierbei nur mittelbar zum Ausdruck, indem unzweckmäßig zusammengesetzter Sand einen höheren Wasserzusatz erfordert.

Die soeben erschienene, wesentlich erweiterte Neubearbeitung des Werkes berücksichtigt vor allem die seit Drucklegung der ersten Auflage an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule in Stuttgart durchgeführten ergänzenden Versuche, u. a. auch solche über die Wirkung von Steinmehlen (Traß), Lehm und ähnlichen. Die Vorausbestimmung der Festigkeit ist durch Einfügung einer einfachen graphischen Tafel erleichtert. Eine wesentliche Verbesserung der Neuauflage gegenüber der ersten scheint mir die Einfügung eines durchgearbeiteten Beispiels, wie in einem praktischen Falle die gewonnenen theoretischen Erkenntnisse zur Herstellung eines brauchbaren Mörtels und zur Vorausbestimmung seiner Festigkeit verwertet werden. Dabei ist eingehend die Durchführung der Siebprobe, Setzprobe (Slump) und der Ausbreitprobe dargestellt, ferner die Bestimmung des Mörtelgehalts und die Menge der Zuschläge. Dieses Zahlenbeispiel zeigt die verhältnismäßig einfache Durchführbarkeit fortlaufender Materialuntersuchungen auf der Baustelle und ist dadurch besonders geeignet, die jetzt noch vielfach bestehenden Bedenken der Praxis gegen derartige Betonprüfungen zu zerstreuen. Dr. B.

Anlagensammlung zu den Technischen Vorschriften für Bauleistungen (VOB). Normen, Vorschriften, Erlasse. Bearbeitet von Ober-Regierungsbaurat Voß und techn. Regierungs-Oberinspektor Beerhold. 485 S. mit 35 DIN-Blättern und 218 Abbild. Berlin 1927. Bauwelt-Verlag. Preis geh. 8,00 R.-M.

Das vorliegende Buch bildet eine dringend erwünschte Ergänzung der vom Reichsverdingungsausschuß aufgestellten „Verdingungsordnung für Bauleistungen", deren in den Jahren 1925 und 1926 erschienene einzelne Teile, nämlich „Die Technischen Vorschriften für Bauleistungen", „Die Allgemeinen Bestimmungen für die Vergebung von Bauleistungen" und „Die Allgemeinen Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen", gegenwärtig in öffentlichen und privaten Baubetrieben schon vielfach angewandt werden. Der Reichsverdingungsausschuß hatte zwar seinerzeit die Absicht, in einem Anhange zu den „Technischen Vorschriften" die bereits bestehenden Normen, Vorschriften und Erlasse zu vereinigen, mußte aber diese umfangreiche und zeitraubende Arbeit unterlassen, da die Verdingungsordnung selbst möglichst bald abgeschlossen werden sollte.

Nunmehr haben die beiden Verfasser, die an den Arbeiten des Verdingungsausschusses seit dessen Bestehen teilgenommen haben, die bisher fehlende Unterlagen-Sammlung in Form einer handlichen Buchausgabe geschaffen.

Der verstreute und zum Teil durch neue Vorschriften überholte Stoff ist sorgfältig zusammengestellt und sachkundig bearbeitet worden, so daß eine Übersicht über alle die technischen Einzelgebiete entstanden ist, die bisher der Einzelne sich kaum beschaffen konnte, da es umständlich und kostspielig für ihn war, die vergriffenen oder nur schwer zu erreichenden Unterlagen zu erhalten.

Die Vorzüge und der praktische Wert des verdienstlichen Werkes für Behörden, Privatarchitekten und Ingenieure, die die neue Verdingungsordnung anzuwenden haben, liegen auf der Hand, und es kann daher allen Baufachleuten nur empfohlen werden, sich mit dem Buche recht bald bekannt zu machen. Ls.

Der Zement. Herstellung, Eigenschaften und Verwendung. Von Direktor Dr. Richard Grün, Düsseldorf. 173 S. mit 90 Abb. u. 35 Tabellen. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 15 R.-M.

Nach Angabe des Verfassers ist das vorliegende Werk bestimmt, dem Zementverbraucher eingehende Kenntnisse über die einzelnen Zementarten und ihr Verhalten unter verschiedenen äußeren Einwirkungen zu vermitteln, da nur eine genaue Materialkenntnis die notwendige Sicherheit verleiht, auch unter schwierigen Verhältnissen die Zemente sachgemäß anzuwenden.

Das übersichtlich und klar angelegte Werk gibt im einzelnen eine Übersicht über die Herstellung der verschiedenen Zemente, ihre chemische Zusammensetzung und das daraus sich ergebende verschiedene Verhalten der einzelnen Zementarten. Es werden dann die Eigenschaften der Zemente sowohl im Rahmen der Normen der einzelnen Länder, als auch außerhalb dieser enggezogenen Grenzen beschrieben. Insbesondere wird dabei die Lebensdauer der unverarbeiteten Zemente, ihre Mischbarkeit, sowie die Beziehungen zwischen Normenfestigkeit und Betonfestigkeit, Einwirkung der Zuschlagstoffe und des Wasserzusatzes, sowie das Verhalten des verarbeiteten Betons besprochen. Der überaus wichtige Einfluß physikalischer und chemischer Einwirkungen auf den Zement wird in diesem Werke nur kurz gestreift, da dieser Gegenstand in dem im vorigen Jahre erschienenen Buche „Der Beton, Herstellung, Gefüge und Widerstandsfähigkeit gegen physikalische und chemische Einwirkungen" vom Verfasser bereits erschöpfend behandelt ist.

Das vorliegende Werk wird dem Zementverbraucher zur Bereicherung seiner Kenntnisse gerade in dieser Zeit besonders willkommen sein, wo durch die Neuherstellung von hochfesten Portland- und Hüttenzementen sowie durch Einführung von Tonerdezementen stark geänderte Verhältnisse auf dem Gebiete der hydraulischen Bindemittel geschaffen sind. Dr. B.

Mitteilungen vom Verband Deutscher Patentanwälte. Sondernummer anläßlich des 50jährigen Bestehens der Deutschen Patentgesetzgebung. 226 S. Berlin 1927. Preis 7 R.-M.

Die reichhaltige Festschrift bringt nicht weniger als 22 von Mitgliedern des Verbandes verfaßte Aufsätze über Gegenstände aus den verschiedensten Gebieten des Patentwesens. An der Spitze stehen die Abhandlungen von Dr. Mestern über die geschichtliche Entwicklung der Deutschen Patentgesetzgebung, und von Dr. Wiegand über die Entwicklung der Deutschen Patentanwaltschaft. Die meisten der übrigen Aufsätze gehen auf das Patentrecht ein und weisen auf notwendige oder doch dringend erwünschte Verbesserungen sowie auf neue Richtungen in der Handhabung des Patentgesetzes durch das Patentamt und die ordentlichen Gerichte hin. 11 Aufsätze betreffen das materielle, fünf das prozessuale Patentrecht. Als besonders beachtlich seien hervorgehoben die Aufsätze von Tolksdorf „Zur Reform des Patentgesetzes", von Dr. Karsten „Der Patentanspruch usw.", von Herse „Die Handhabung des Einspruchverfahrens durch das Patentamt" und von Maemecke „Zur Frage der neuheitschädlichen Benutzung nach § 2 P.G.", doch dürften auch manch andere Abhandlungen allgemeinerer Beachtung würdig sein. Jedenfalls gibt die vorliegende Sammlung ein anschauliches, lehrreiches Bild von den Bedenken und Wünschen, die im Kreise der Patentanwaltschaft hinsichtlich der zurzeit bei dem Patentamt geltenden Übung gehegt werden. Allen denen, die sich für die Entwicklung des Deutschen Patentrechtes interessieren, sei das aufmerksame Studium der inhaltreichen würdig ausgestatteten Festschrift ans Herz gelegt. Laskus.

Die Absteckung von Gleisbogen aus Evolventenunterschieden. Von Max Höfer, Oberlandmesser, Amtmann bei der Reichsbahndirektion Altona. 98 S. mit 68 Abb. und 7 mehrfarbigen Tafeln. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 9,60 R.-M.

Ein recht großer Anteil an den Unterhaltungskosten des Fuhrparks ist der mangelhaften Gleislage, besonders in Bogen, zuzuschreiben. Die Bahnverwaltungen haben daher allen Anlaß, der Lage der Gleisbogen dauernd Aufmerksamkeit zu schenken. Eine häufige und schnelle Nachprüfung der Lage setzt aber eine dauerhafte Vermarkung der Achse in kurzen Abständen voraus.

Ein zweckmäßiges Verfahren hierfür wird in dem vorliegenden Buche beschrieben.

Die Neuabsteckung der Bogen in der üblichen Weise von Tangenten und Sehnen aus ist auf stark belegten Strecken äußerst schwierig und zeitraubend. Schneller und bequemer führt das hier bekanntgegebene Verfahren zum Ziele. Die örtliche Meßarbeit ist hierbei gering. Sie beschränkt sich nur auf die Messung der Pfeilhöhen kurzer Bogenstücke. Die Pfeilhöhen werden genau genug gleich den Evolventen der halben Bogenstücke gesetzt, die bei einem richtigen Kreisbogen für gleich lange Bogenstücke einander gleich sein müssen. Die Fehlerhaftigkeit der Gleislage kann dann aus der Ungleichheit der Evolventen, die auf Millimeterpapier stark vergrößert aufgetragen werden, erkannt werden. Der richtig liegende Kreisbogen erscheint hierbei als eine geneigte gerade Linie, der fehlerhafte als gebrochene Linie. Hierdurch kann nun eine Berichtigung der Gleislage vorgenommen werden.

Das Verfahren ist klar und leicht verständlich geschildert. Das Buch dürfte daher einer weiten Verbreitung in Fachkreisen sicher sein.

Prof. W. Müller, Dresden.

Luegers Lexikon der gesamten Technik und ihrer Hilfswissenschaften. 3. Aufl. Herausgegeben von Oberregierungsbaurat a. D. E. Frey. III. Bd. Element bis Hebel. 843 S. mit zahlreichen Abb. Berlin und Leipzig 1927. Deutsche Verlagsanstalt Stuttgart. Preis in Halbleder geb. 45 R.-M.

Die beiden ersten Bände des neuen „Lueger" sind besprochen worden in der „Bautechnik" 1926, Heft 25, S. 352 und Heft 40, S. 605. Inzwischen ist nun auch der III. Band erschienen, und man darf wohl sagen, daß dieser sich inhaltlich und in der Ausstattung würdig an seine Vorgänger anreiht. Auch hier sind wohl die meisten Abhandlungen von anerkannten Fachleuten neu geschaffen oder doch zeitgemäß umgearbeitet worden, so daß man den Eindruck eines auf der Höhe von Wissenschaft und Praxis stehenden Werkes erhält.

Umfangreiche und bemerkenswerte Abhandlungen bautechnischen Inhalts sind beispielsweise geliefert worden von Maier-Leibnitz (Stichwörter: Fachwerkträger, Gelenke, Hallenbauten), Melan (Fahrbahn, Hängebrücken), Mörsch (Erddruck, Gewölbe), Brix und Kübler (Entwässerung), Rudeloff (Festigkeitsprüfmaschinen), Sandberg (Feuerschutz), Cauer (Güterbahnhöfe). Recht gut ist von Stückle das Stichwort „Feuerungsanlagen" behandelt worden, auch sei die Abhandlung „Entfernungsmesser" von Ambronn erwähnt. Reichhaltige Literaturverzeichnisse regen an zum eingehenderen Studium der einzelnen Gebiete.

Wenn die noch fehlenden drei Bände in demselben Geiste und mit der gleichen Gründlichkeit bearbeitet werden, wie die zurzeit vorliegenden

Bände, so ist bestimmt zu erwarten, daß das deutsche Fachschrifttum bald wieder um ein vollständiges, wissenschaftlich und praktisch befriedigendes technisches Lexikon, dessen Gebrauch für jeden Ingenieur von großem Nutzen ist, bereichert sein wird. Ls.

Der Bauratgeber. Handbuch für das gesamte Baugewerbe und seine Grenzgebiete. 8. Auflage von Junk „Wiener Bauratgeber", herausgegeben von Ing. Leopold Herzka. 780 S. mit 752 Abb. Wien 1927. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 38,50 R.-M.

Das im österreichischen Baugewerbe weitverbreitete und geschätzte Werk hat seit seinem letzten Erscheinen im Jahre 1915 eine vollständige Neubearbeitung erfahren, sein außerordentlich reichhaltiger Inhalt umfaßt alles, was der Baufachmann für die Berufspraxis braucht. Weitgehende Tabellarisierung, die insbesondere auch Herstellungskosten und Kalkulation aller Bauarbeiten umfaßt, hat es ermöglicht, das umfangreiche Material auf den immerhin noch stattlichen Umfang von 780 Seiten zusammenzudrängen. Mitarbeiter sind neben Ing. Herzka, Arch. Halen, Hofrat Ing. Pelikan und Schulz leitende Angestellte großer österreichischer Baufirmen. Behandelt werden außer den allgemeinen Hochbauarbeiten: Statik, die österreichische Normung, Gerüste, Eisenbeton, Eisenbauten, Zimmerarbeiten, Kunststein- und Tonwarenindustrie, Straßenbau, sämtliche Ausbauarbeiten, die Gesundheitstechnik, Elektrotechnik, Kühlanlagen, Wasserkraftanlagen, Garagen und Tankbau, Bau- und Werkzeugmaschinen, das österreichische Arbeitsrecht und die soziale Gesetzgebung, Taxen, Patente, Feuerversicherung, Bahn- und Flußtransport usw.

Obwohl auf österreichische Wirtschaft und Währung abgestellt, verdient das Werk wegen seines hervorragenden technischen Wertes, seiner übersichtlichen Anordnung und seiner praktisch wirtschaftlichen Gesichtspunkte auch in Deutschland weitgehende Beachtung und Verbreitung. Rendschmidt.

Straßenbau mit Spramex und Mexphalt. Asphaltabteilung der Rhenania-Ossag, Mineralölwerke A.-G., Düsseldorf. 50 S. mit 44 Abb.

Die Schrift stellt das Ergebnis der praktischen Erfahrungen auf dem Gebiete des Asphaltstraßenbaues und der wissenschaftlichen Untersuchungen des Asphaltes als Straßenbaustoff der letzten Jahre dar. Die Arbeiten der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau werden gebührend herangezogen. Die Schrift enthält 15 Abschnitte: 1. Allgemeines, 2. Spramex und Mexphalt. Die Erzeugung und die Eigenschaften werden eingehend behandelt. 3. Spramexierung (Oberflächenbehandlung), 4. Bitumenschmelzkessel im Betrieb, 5. Asphalttränkmakadam, 6. Die Heißmischverfahren, und zwar die Eigenschaften der dabei verwendeten Mineralstoffe, 7. Bemessung der Bitumenmenge, 8. Die verschiedenen Deckenarten in der von der Stufa gegebenen Begriffsbestimmung. Es folgen 9. Binderschicht, 10. Unterbau, 11. Einbau und Walzen, 12. Seitenbefestigung, 13. Quer- und Längsgefälle, 14. Instandsetzungsarbeiten, 15. Gußasphalt. Die Abhandlung, die mit 44 ausgezeichneten Radiotintotiefdrucken ausgestattet ist, macht einen guten Eindruck. Da sie auf alle Fragen des Asphaltstraßenbaues kurz aber eindeutig Auskunft gibt, kann sie als Nachschlagewerk für jeden Straßenbaufachmann nur empfohlen werden. Dr. Neumann.

Arbeitsrecht, mit Nachtrag, enthaltend: Arbeitsgerichtsgesetz, Kündigungsrecht und Kündigungsschutz im Arbeitsrecht, Arbeitszeitverordnung und Arbeitszeitnotgesetz. Band 19 der vom Oberlandesgerichtsrat C. Schaeffer, Düsseldorf, herausgegebenen Grundrisse des privaten und öffentlichen Rechtes und der Volkswirtschaftslehre. Unter Mitwirkung von Regierungsrat Dr. W. Scheerbarth, Köln. 1. bis 6. Aufl. Leipzig 1927. Verlag von C. L. Hirschfeld. Preis kart. 4,20 R.-M., halbl. geb. 5,30 R.-M.

Dieser in klarer Sprache kurz und übersichtlich abgefaßte Grundriß mit seinem ausführlichen Stichwortverzeichnis ist ein brauchbares, durchaus zuverlässiges Hilfsmittel für jeden in der Praxis stehenden Ingenieur, der sich rasch über die einschlägigen Fragen des mit dem 1. Juli d. Js. in Kraft getretenen Gesetzes unterrichten will. Cassinone.

Räumliche Vieleckrahmen mit eingespannten Füßen unter besonderer Berücksichtigung der Windbelastung. Von Dr.-Ing. Alfred Millies. 96 S. mit 53 Abb. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 12 R.-M.

Die Berechnung geht aus von der des zweistieligen räumlichen Rahmens (gegen das Lot geneigte Rahmenebene und gegen die Rahmenebene geneigte Hauptträgheitsachsen der Ständer), dessen sechs überzählige Größen aus je einer Gleichung berechnet werden können, welcher Umstand diesen Rahmen als Grundsystem für die weitere Berechnung besonders geeignet erscheinen läßt. Auch der räumlich eingespannte Bogen wird nebenbei in gleicher Weise behandelt. Vom zweistieligen Rahmen, der für alle möglichen Belastungsfälle berechnet wird, wird zum vierstieligen räumlichen Rahmen und dann zum geschlossenen Vieleckrahmen übergegangen. In ausführlicher Weise wird als Beispiel ein Achteckrahmen, der schon 48 Überzählige enthält, behandelt. Hier wurden für verschiedene Verhältnisse und Belastungen Tafeln angelegt, die die praktische Berechnung unterstützen, und schließlich wird noch ein Näherungsverfahren gegeben.

Die Berechnungen sind verhältnismäßig einfach und übersichtlich. Das Studium des Büchleins kann allen, die vor die behandelte Aufgabe gestellt werden, sehr gute Dienste leisten, bietet aber auch jedem Statiker überhaupt einen wertvollen Beitrag zur Berechnung hochgradig statisch unbestimmter räumlicher Tragwerke. Prof. Hartmann, Wien.

Theorie und Praxis der autogenen Schweißung. Herausgegeben als Diskussionsbericht Nr. 11 der Eidgenössischen Materialprüfanstalt (EMPA) an der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich. 52 S. mit 92 Abb.

Der von C. F. Keel, dem Direktor des Schweizerischen Acetylenvereins, gehaltene Vortrag führt in kurzer, übersichtlicher Form in die Theorie und Praxis der autogenen Schweißung ein. Außer den allgemein bekannten chemischen und physikalischen Grundlagen der autogenen Schweißung bringt der Vortrag besonders für den ausführenden Schweißer wichtige Tatsachen und Vorschläge, z. B. über die Vorbearbeitung der Schweißränder, über die Flamme, das Zusatzmetall, über Leistungs- und Verbrauchszahlen sowie über Maßnahmen zur Verbesserung der Schweißung durch Hämmern und Glühen. Besonders ausführlich werden die zahlreichen Verfahren behandelt, die zur Verfügung stehen, um die Güte der Schweißungen feststellen zu können. Die besonders für den Auftraggeber wichtigsten Proben hinsichtlich der Festigkeit der Schweißnaht, wie Zug-, Biege- und Torsionsproben, sind durch zahlreiche Abbildungen und Tabellen eingehend erläutert. Weiteres mannigfaltiges Bildmaterial von Mikrostrukturen und Diagrammen der verschiedensten Festigkeitseigenschaften geschweißter Stäbe und Angabe der chemischen Analysen führen tiefer in dieses Gebiet. Von besonderem Belang sind ferner die Ausführungen einer Reihe von Sachverständigen, die im Anschluß an den Vortrag gemacht wurden, und die sich hauptsächlich mit den Forderungen befassen, die an ein Schweißverfahren hinsichtlich der Zuverlässigkeit und Gleichmäßigkeit der Schweißung zu stellen sind. Endlich werden Richtlinien für geeignete Prüfverfahren vorgeschlagen, die dem jeweiligen Zwecke des Werkstückes angepaßt sind. Stern.

Eingegangene Bücher.

Neue Werte der Baukunst. Herausgegeben von Dr.-Ing. Riepert unter Mitarbeit von Regierungs-Baumeister Dahl. Heft 1: Das neue Haus. 12 S. mit 10 Abb. Heft 2: Wirtschaftlichkeit im Wohnhausbau. 10 S. mit 7 Abb. Heft 3: Das Stilkleid des Architekten. 16 S. mit 21 Abb. Zeitschriftenverlag Charlottenburg, Knesebeckstr. 30 IV.

Wohnhausbau. Von Heinrich Tessenow. 92 S. mit 76 Abb. Dritte, neubearbeitete Auflage. München 1927. Verlag von Georg D. W. Callwey. Preis geh. 8,50 R.-M., geb. 10 R.-M.

Deutscher Verband für die Materialprüfungen der Technik. Nr. 78. **Die Bedeutung der Kerbschlagprobe.** Von W. Schwinning und K. Matthaes. 13 S. mit 45 Abb. Berlin 1927. Selbstverlag des D. V. M. Preis 2 R.-M.

Technik voran! Kalender für die technische Jugend 1928. Herausgegeben vom Reichsbund deutscher Technik. 156 S. mit Abb. Berlin 1928. Georg Siemens, Verlagsbuchhandlung. Preis in Lbd. 1,20 R.-M.

Handbuch für den Dienst an der Straße. (Sammlung der gesetzlichen und polizeilichen Vorschriften, welche für die Ausübung des Dienstes der Straßenmeister usw. in der Provinz Ostpreußen von Bedeutung sind.) Herausgegeben von Dr.-Ing. Platzmann, Landesbaurat der Provinz Ostpreußen, unter Mitwirkung von Landesinspektor Maraun. 3. Aufl. 186 S. Königsberg 1927. Zu beziehen vom Landeshauptmann der Provinz Ostpreußen, Königsberg, Landeshaus, zum Preise von 3,50 R.-M.

Bürgerliche Baukunde. Von Dipl.-Ing. M. Jaekel und Regierungsbaumeister a. D. W. Kopfermann, Studienrat. 119 S. Leipzig 1927. Dr. Max Jänecke, Verlagsbuchhandlung. Preis 1,80 R.-M.

Straßenbau und Städtischer Tiefbau. Von Regierungsbaumeister a. D. Dipl.-Ing. G. Arnold, Studienrat. 159 S. mit 6 Tafeln. Leipzig 1927. Dr. Max Jänecke, Verlagsbuchhandlung. Preis 2,20 R.-M.

Wasserbau. Von Studienrat Dipl.-Ing. F. Cordes. 51 S. Leipzig 1927. Dr. Max Jänecke, Verlagsbuchhandlung. Preis 0,90 R.-M.

Bautechnische Lehrhefte für den Unterricht an Baugewerkschulen und für die Praxis. **Brückenbau.** Von Studienrat Professor P. Brändlein. 106 S. Leipzig 1927. Dr. Max Jänecke, Verlagsbuchhandlung. Preis 1,60 R.-M.

Beihefte zum Gesundheits-Ingenieur. Reihe 2, Heft 4. **Die Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung im rheinisch-westfälischen Industriegebiet.** Von Professor Dr. A. Gärtner. 23 S. München und Berlin 1927. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. 3,60 R.-M.

Beihefte zum Gesundheits-Ingenieur. Reihe 2, Heft 5. **Benzolabscheider.** Von L. Richter, Regierungsbaumeister. 11 S. mit 20 Abb. München und Berlin 1927. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. 1,80 R.-M.

Die Ölfeuerungstechnik. Von O. A. Essich. 3. vermehrte und verbesserte Auflage. Herausgegeben von Dipl.-Ing. H. Schöman und Dr.-Ing. G. Brandstäter. 128 S. mit 253 Abb. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 8 R.-M.

Der neue Haushalt. Ein Wegweiser zu wirtschaftlicher Hausführung. Von Dr. Erna Meyer. 23. Aufl. 192 S. mit 203 Abb. und 12 Tafeln. Stuttgart 1927. Franckhsche Verlagshandlung. Preis kart. 5 R.-M., Gln. geb. 6,50 R.-M.

Entwerfen und Zeichnen von Hochbauten. Von Prof. Baldauf und Dipl.-Ing. Pietzsch. 4. verbesserte Aufl. 84 S. mit 114 Abb. u. 2 Tafeln. Leipzig 1927. Verlag von H. A. Ludwig Degener. Preis 3,50 R.-M.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang | BERLIN, 23. Dezember 1927. | Heft 55

Alle Rechte vorbehalten.

Umbau der Eisenbahnbrücke über die Dievenow bei Wollin.

Von Reichsbahnoberrat **Koehler,** Stettin.

1. Die alte Brücke.

Die Eisenbahnlinie Stettin—Wietstock—Ostswine überschreitet kurz vor dem Bahnhof Wollin die Dievenow, die östliche Verbindung des Stettiner Haffs mit der Ostsee. Die hier im Jahre 1892 erbaute eingleisige Brücke besteht aus fünf festen eisernen Überbauten von je 39,2 m Stützweite und einer Drehbrücke für die Durchführung des Schiffsverkehrs mit zwei Öffnungen von je 13,2 m Lichtweite (Abb. 1). Die alten festen Überbauten waren aus Schweißeisen, die Hauptträger als Halbparabelträger ausgebildet, ein oberer Windverband fehlte. Die Brücke war für Achsdrücke von 14,0 t bei 1,85 m Achsentfernung oder für eine Belastung von 4,8 t für 1 lfd. m Gleis bemessen. Jeder Überbau wog 57 t.

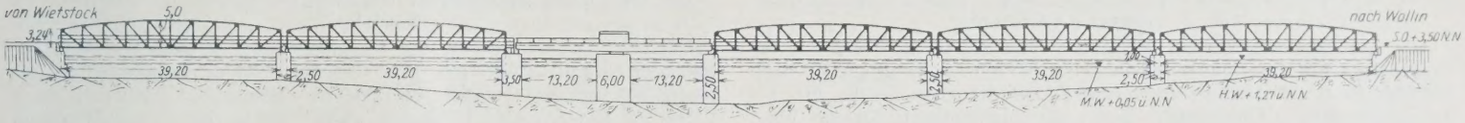


Abb. 1. Alte Brücke.

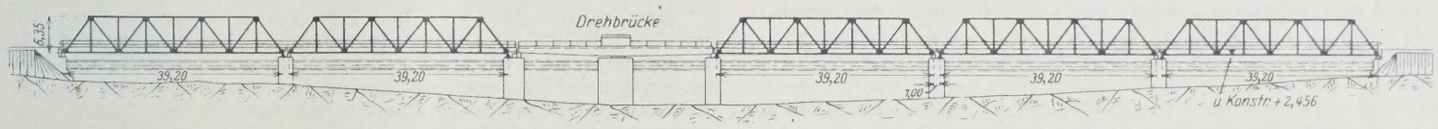


Abb. 2. Neue Brücke.

Im Jahre 1908 war die Brücke mit Flußeisen verstärkt worden, wobei der Berechnung der Lastenzug der Preußischen Staatsbahnen von 1895 mit einem Zuschlag von 20 % (d. i. 15,6 t Achsdruck bei 1,35 m Achsentfernung oder 6,84 t für 1 lfd. m Gleis) zugrunde gelegt war. Das Gewicht eines Überbaues erhöhte sich durch diese Verstärkung auf 79 t.

Die Nachrechnung des Bauwerks nach den neuen „Vorschriften für Eisenbauwerke" der Deutschen Reichsbahn von 1925 ergab, daß die Drehbrücke den Anforderungen an Brückenklasse „G" genügte, die festen Überbauten dagegen sowohl wegen der Hauptträger als auch der Fahrbahn zur Klasse „K" gehörten. Es zeigten sich auch betriebsgefährliche bauliche Schäden. An einem Hauptdiagonalanschluß war z. B. festgestellt, daß sich die Nietlöcher langgezogen und die Niete gebogen hatten. Es mußten daher unverzüglich Maßnahmen zur Beseitigung des betriebsgefährlichen Zustandes der festen Überbauten getroffen werden.

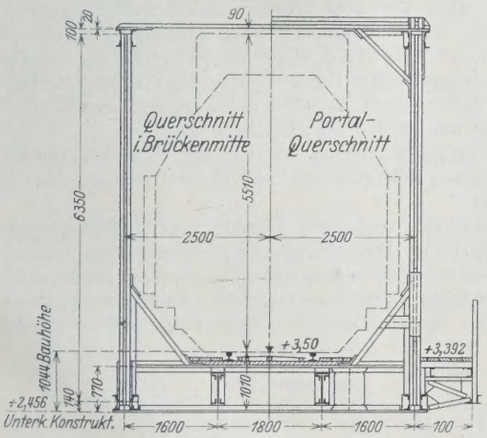


Abb. 3. Querschnitt der neuen Brücke.

2. Verstärkungsmöglichkeiten.

Eine weitere Verstärkung der Hauptträger war wegen der Querschnittsform der Obergurtstäbe und der kleinen Abmessungen der Knotenbleche ausgeschlossen. Dagegen war es möglich, die Fahrbahnteile zu verstärken. Da die Lichtweite zwischen den alten Hauptträgern nur 4,15 m betrug, waren, um einwandfreie Arbeit zu leisten, auch noch die Querträger zu verlängern. Diese umfangreichen Arbeiten konnten unter Aufrechterhaltung des Betriebes nicht ausgeführt werden. Es war deshalb geplant, einen neuen Überbau herzustellen, diesen an Stelle eines alten einzuschieben, den alten herausgenommenen Überbau in der Werkstätte umzubauen, ihn dann gegen einen weiteren alten Überbau auszuwechseln und diesen wieder in die Werkstatt zu nehmen usw. Wie eingeholte Angebote ergaben, stellten sich diese Arbeiten aber teurer als ein vollständiger Neubau.

3. Erneuerung der festen Überbauten.

Man entschloß sich daher zum Neubau aller fünf Überbauten (Abb. 2). Diese sind aus hochwertigem Baustahl St 48 hergestellt und haben dieselbe Stützweite wie die alten. Die Hauptträger sind Parallel-Fachwerkträger mit einem Mittenabstand von 5,0 m. Die Systemhöhe beträgt 6,35 m, so daß ein oberer Windverband angeordnet werden konnte. Die Feldweite ist 4,90 m. Die Fahrbahn-, Quer- und Längsträger sind vollwandige Blechträger. Die Schienen ruhen auf eichenen Brückenbalken. Für die Abdeckung der Fahrbahn zwischen den Schienen ist Riffelblech gewählt (Abb. 3). Die neue Brücke ist, da sie in einer „G"-Strecke liegt, für Lastenzug „E" berechnet, d. h. für Achsdrücke von 20,0 t = 8,89 t für 1 lfd. m. Ein neuer Überbau wiegt 85 t, also 6 t mehr als ein alter verstärkter Überbau. Dieser war aber nur für 15,6 t Achsdruck = 6,84 t/lfd. m Gleis Belastung bemessen. Durch die geringe Vermehrung des Eigengewichts um 7,7 % ist die Tragfähigkeit des Bauwerks um rd. 30 % erhöht worden.

4. Bauvorgang.

Für die Auswechslung der einzelnen Überbauten bestanden zwei Möglichkeiten: Ausfahren der alten und Einfahren der neuen Überbauten auf schwimmenden Gerüsten oder Aus- und Einschieben auf festen Gerüsten. Das Einschwimmen wurde nicht gewählt, weil die Arbeiten sich bis in die Wintermonate erstreckten, und somit mit Eisgang und bei sehr strengem Winter sogar mit vollständigem Zufrieren der Dievenow zu rechnen war. Zudem reichte die Wassertiefe in den Uferöffnungen für diese Bauausführung nicht aus. Für die Auswechslung auf festen Gerüsten wurden auf beiden Seiten der alten Brücke Pfahljoche gerammt, und darauf Arbeitsbühnen gelegt (Abb. 4). Auf dem südseitigen Gerüst wurde die neue Brücke zusammengebaut, auf das nordseitige die alte Brücke ausgeschoben und darauf zerlegt (Abb. 5). Das Verschieben der Brücken geschah in der üblichen Weise auf Verschubwagen, die quer zur Brückenachse auf besonderen Verschubbahnen liefen (Abb. 6). Für die Aus-

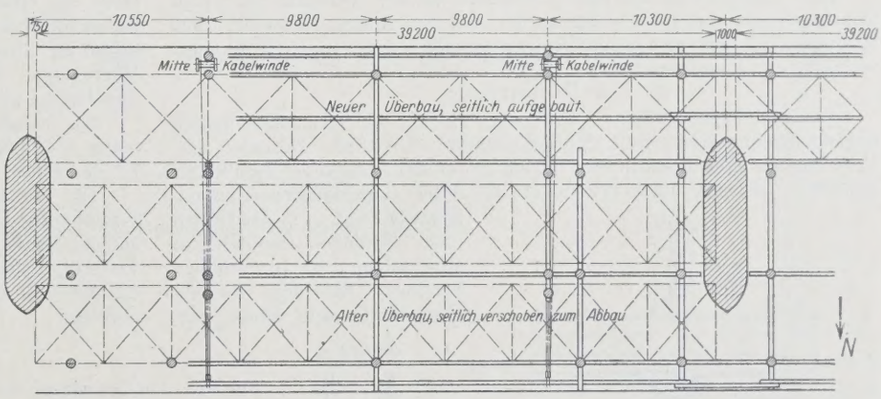


Abb. 4. Gerüst (Grundriß).

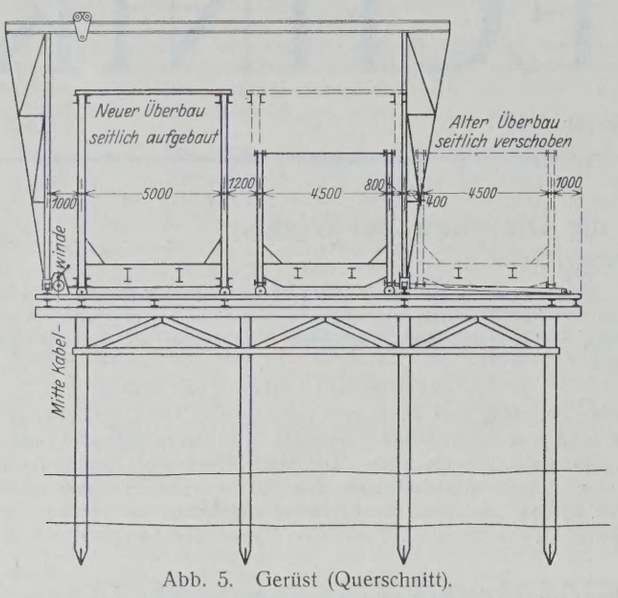


Abb. 5. Gerüst (Querschnitt).

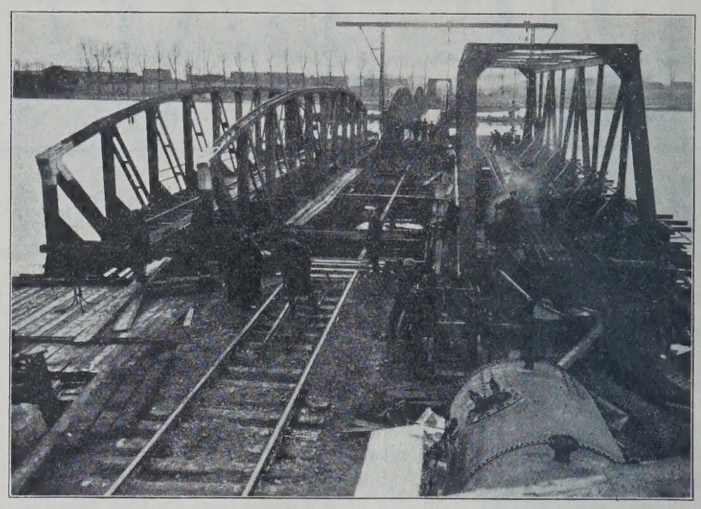


Abb. 7. Brückenauswechslung.
Die alte Brücke ausgefahren, die neue noch an der Zusammenbaustelle.

wechslung stand eine Zugpause von 2 Std. 45 Min. zur Verfügung. Nach der Durchfahrt des letzten Zuges wurden auf der alten Brücke die auf die anschließenden Überbauten, bezw. die anschließende Strecke übergreifenden Schienen gelöst, sodann wurde der alte Überbau mittels Druckwasser-Winden angehoben, um die vier Verschubwagen unterzuschieben. Nach Absetzen auf die Wagen wurde der alte Überbau mittels zweier Kabelwinden auf das nördliche Gerüst ausgefahren (Abb. 7). Nach Umhängen der Scherzeuge an die bereits auf ihren Verschubwagen ruhende neue Brücke wurde diese in ihre endgültige Lage geschoben und auf die Lager abgesetzt. Die für diese Arbeiten benötigten Zeiten schwankten bei den einzelnen Überbauten zwischen 2 Std. 6 Min. und 52 Min. Gleichzeitig mit der sich anschließenden Fertigstellung des Gleises wurden die Lager mit einem schnell erhärtenden Metallzement (Plumbit) untergossen. Vor der Durchfahrt des ersten Zuges wurden Probebelastungen mit drei T-18-Maschinen von 17,1 t Achsdruck oder 7,11 t/lfd. m ausgeführt. Die hierbei gemessenen Durchbiegungen blieben durchschnittlich 20 % unter der rechnerisch ermittelten.

Bevor die neuen Überbauten eingeschoben werden konnten, mußten die Auflagersteine der alten Brücken ausgewechselt werden, weil sie für die neuen Auflager zu klein waren und die neuen Überbauten auch einen größeren Hauptträgerabstand als die alten hatten (Abb. 8). Links und rechts neben die alten Steine wurden Eichenholzstapel gelegt, die als Auflager für mehrere I-Träger dienten. Auf diese Träger wurden die alten Überbauten in den Auflagerknotenpunkten abgesetzt, so daß nunmehr die alten Auflagersteine entfernt und die neuen, aus Eisenbeton hergestellten, eingesetzt werden konnten.

Das Auswechseln der fünf Überbauten auf der Baustelle mit einem Gesamtgewicht von 442 t wurde in der Zeit von Anfang Dezember 1925 bis Ende April 1926, also in fünf Wintermonaten bei ungünstigen Witterungsverhältnissen ausgeführt.

5. Drehbrücke.

Wie einleitend erwähnt, reichte die zwischen den festen Überbauten liegende Drehbrücke für die G-Strecke Gollnow—Wietstock—Ostswine aus. Unzulänglich jedoch war in den letzten Jahren der Antrieb der Drehbrücke geworden. Bis zum Jahre 1910 wurde die Brücke von Hand mit Tummelbaum bewegt. Für das Öffnen oder Schließen wurden im allgemeinen je 10 Minuten benötigt. Bei dem an der Ostseeküste sehr häufig auftretenden Sturm mußte ein ganz kleines Übersetzungsverhältnis eingeschaltet werden, wodurch die Zeit für Öffnen und Schließen auf je 12 bis 13 Minuten noch verlängert wurde. Da für diese Brücke die ausgeschwenkte, d. h. die geöffnete Lage die Grundstellung ist, und somit für jede Zugfahrt Schließen und Öffnen erforderlich wird, stellte sich namentlich infolge des in den Sommermonaten lebhaften Bäderverkehrs das Bedürfnis eines Kraftantriebes heraus. Es wurde deshalb im Jahre 1910 ein Benzinmotor eingebaut. Dieser sprang besonders bei Frostwetter trotz Heizung des Maschinenhäuschens sehr schlecht an. Zudem waren häufiger kostspielige Überholungen wegen des allgemeinen Verschleißes des Motors erforderlich geworden, so daß man sich gelegentlich der Erneuerung der festen Überbauten zum Einbau eines elektrischen Antriebes entschloß. Von den beiden Ausführungsmöglichkeiten mit gemeinsamen oder getrennten Motoren für Heben und Senken wurde die letztere gewählt, da hierbei die zwangsweise Aufeinanderfolge zwischen Senken und Drehen, bezw. Drehen und Heben auf einfache Weise durch elektrische Abhängigkeiten erzielt wird, während bei Verwendung von nur einem Motor für beide Bewegungen die Abhängigkeiten auf mechanische Weise durch besondere Einbauten im Rädergetriebe hätten geschaffen werden müssen, die erfahrungsgemäß häufige Störungsquellen sind. Gewählt wurden zwei gleiche Drehstrommotoren von 4 PS Leistung und 925 Umdrehungen i. d. Min. Die Schaltstelle befindet sich auf der Drehbrücke, so daß nur ein dreiadriges Stromzuführungskabel zwischen dem Drehbrückenpfeiler und dem diesem zunächst liegenden Strompfeiler verlegt zu werden brauchte. Der Strom wird aus dem Stromnetz der Stadt Wollin entnommen und mittels Freileitung über die drei festen westlichen Überbauten in Höhe des Obergurtes der festen Brücke geführt. Schaltanlagen vor der Kabeleinführung und in der Nähe des Endwiderlagers der Brücke ermöglichen die Stromausschaltung auf der Brücke bei Arbeiten an den eisernen Überbauten. Für das Senken und Ausschwenken bezw. Einschwenken und Heben werden jetzt nur etwa 3 Minuten benötigt.

Die maschinelle Zusatzeinrichtung wurde von der Freund-Starkehoffmann A.-G., Werk Hirschberg, die elektrische Ausrüstung von der A.E.G., Filiale Stettin, eingebaut.

Die fünf festen Überbauten sind durch die Mitteldeutschen Stahlwerke Werk Lauchhammer ausgeführt. Die reibungslose Ausführung der Arbeiten auf der Baustelle, insonderheit der Auswechslungsarbeiten unter voller Aufrechterhaltung des Betriebes verdienen besondere Anerkennung, zumal die Arbeiten während der Monate Dezember bis April ausgeführt werden mußten.

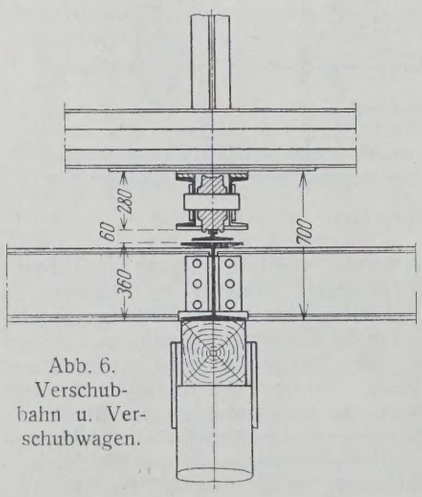


Abb. 6. Verschubbahn u. Verschubwagen.

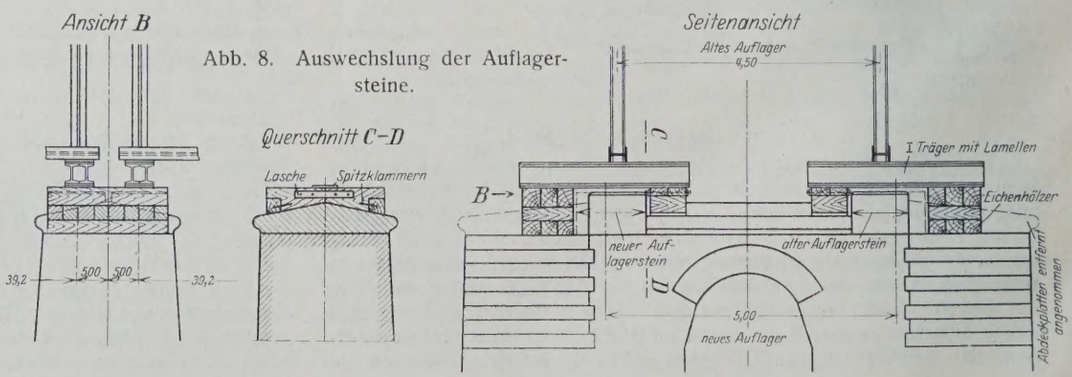


Abb. 8. Auswechslung der Auflagersteine.

Alle Rechte vorbehalten.

Die bayerischen Wasserkraftanlagen zu Beginn des Jahres 1927.

Unser Wissen über die bereits ausgebauten und noch erschließbaren Wasserkräfte der Kulturstaaten war bis vor wenigen Jahren noch sehr mangelhaft.[1]) Ein erstmaliger — allerdings der einheitlichen Grundlagen ermangelnder und daher nicht vergleichsfähiger — Überblick über die Kraftquellen der Erde wurde auf der I. Weltkraftkonferenz, London 1924, gegeben.[2]) Leider war das Deutsche Reich einer der wenigen Staaten, der hierbei keine solche Übersicht seiner Wasserkraftquellen gab. Auf die Ursachen des bisherigen Fehlens einer nach einheitlichen Gesichtspunkten aufgestellten Reichswasserkraftstatistik[3]) soll hier nicht eingegangen, sondern nur hervorgehoben werden, daß die Ermittlung der in Deutschland vorhandenen Wasserkräfte zweckmäßig nicht als eine Aufgabe der Reichsstatistik, sondern als eine solche der Landesstatistik anzusehen ist. Gerade die Ermittlungen über die Wasserkräfte eines Landes erfordern ein großes Maß von Orts- und Sachkenntnis, das nicht von einer statistischen Zentralbehörde, sondern viel besser von den Landesstellen erwartet werden darf. Voraussetzung für eine alsdann auf die Länderstatistiken sich stützende Reichswasserkraftstatistik ist allerdings, daß die Erhebungen im ganzen Reich nach einheitlichen Gesichtspunkten stattfinden, damit nur gleichgemessene Größen addiert und miteinander verglichen werden.

Unter den deutschen Bundesstaaten hat wohl Württemberg am frühesten eine Bestandaufnahme seiner — wenn auch bescheidenen — Wasserkräfte vorgenommen (1899 und 1905/06).[4]) Bayern hat erstmals 1907 und später wiederholt Angaben über die Leistungen der ausgenutzten und noch verfügbaren Wasserkräfte an den öffentlichen und Staatsprivatflüssen veröffentlicht,[5]) während Preußen 1909 unter der Leitung von H. Keller eine sorgfältige Untersuchung über seine Wasserkräfte in Angriff nahm und 1914 veröffentlichte.[6]) Nunmehr gibt das Bayerische Statistische Landesamt das Ergebnis einer Zählung über die bayerischen Wasserkraftanlagen zu Beginn des Jahres 1927 bekannt,[7]) das u. a. deshalb besondere Beachtung verdient, weil durch diese Statistik erstmals auch die im ganzen Lande verstreuten kleinen und kleinsten Anlagen erfaßt wurden, über deren Zahl und Leistungen bisher nur grobe Schätzungen vorhanden waren,[8]) so daß nunmehr eine vollständige Zählung sämtlicher am 1. Januar 1927 vorhandenen bezw. im Bau befindlichen bayerischen Wasserkraftanlagen vorliegt. Lediglich in den durch den Friedensvertrag zum Saargebiet geschlagenen Verwaltungsbezirken St. Ingbert-Stadt und -Land nebst 11 Gemeinden des Bezirksamtes Homburg und 15 Gemeinden des Bezirksamtes Zweibrücken konnte die Erhebung nicht durchgeführt werden. Erhoben wurde die Ausbauleistung bei Vollwasser (größte Leistung) in PS.

Abb. 1 zeigt die Entwicklung des Ausbaues der bayerischen Wasserkraftanlagen. Seit 1909 zeigt sich eine erhebliche Zunahme des Erschließungsfortschrittes, sowohl der Anzahl der Werke, mehr aber noch deren Leistung nach. Über den Stand der Wasserkrafterschließung in Bayern am 1. Januar 1927 gibt folgende Zusammenstellung Aufschluß:

Ausgebaut und im Bau oder in Erweiterung		Noch erschließbar		Gesamtleistung nach Ausbau	
Ausbauleistung	Mittlere Leistung	Ausbauleistung	Mittlere Leistung	Ausbauleistung	Mittlere Leistung
PS		PS		PS	
939 710	594 000	2 717 011	1 569 000	3 656 721	2 163 000

Die bayerischen Wasserkraftanlagen sind danach zu 25,7 % der möglichen Gesamtausbauleistung und zu 27,5 % der erzielbaren gesamten mittleren Leistung nutzbar gemacht. Bei Eingliederung der Wasserkraftanlagen in acht verschiedene Werkgrößen ergibt sich folgendes Bild:

Werkgröße PS	Anlagen Zahl	Anlagen in % sämtlicher Anlagen	Ausbauleistung PS	Ausbauleistung in % der gesamten erschlossenen Ausbauleistung
1 bis 10	8 066	67,55	37 106	3,95
11 „ 20	1 791	15,00	27 190	2,89
21 „ 50	1 301	10,90	42 737	4,55
51 „ 100	382	3,20	27 475	2,93
101 „ 499	288	2,41	59 106	6,29
500 „ 1499	60	0,50	49 986	5,32
1500 „ 4999	36	0,30	95 510	10,16
5000 und mehr	17	0,14	600 600	63,91
insgesamt	**11 941**	**100,00**	**939 710**	**100,00**

Die 113 größeren Wasserkraftanlagen mit Ausbauleistungen von 500 und mehr PS machen der Zahl nach kaum 1 % aller Anlagen aus; ihre Höchstleistungen stellen jedoch mit 746 096 PS rd. 80 % der gesamten derzeitigen Ausbauleistung der bayerischen Wasserkräfte dar. Die fünf größten Anlagen haben eine Ausbauleistung von 478 000 PS, d. i. rd. 51 % der gesamten derzeitigen Ausbauleistung. Das dem Laien auffallendste Merkmal unserer heutigen Wasserwirtschaft: ihre Entwicklung zum Großwasserbau, tritt in diesen Zahlen besonders deutlich hervor.

Die Verteilung der bayerischen Wasserkraftanlagen auf die einzelnen Stromgebiete ist folgende:

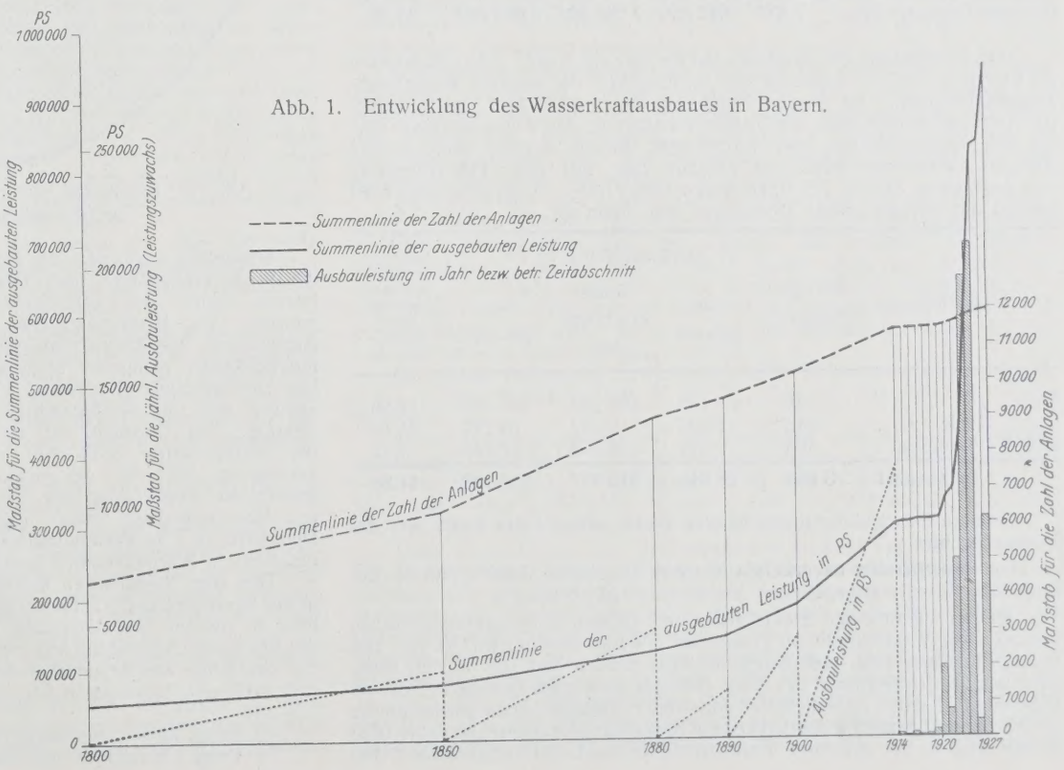


Abb. 1. Entwicklung des Wasserkraftausbaues in Bayern.

[1]) Eine Ausnahme hiervon machte auch nicht die vortreffliche Schrift der Bayerischen Landeskohlenstelle: „Energiewirtschaft in statistischer Beleuchtung". München 1922. Verlag Johs. Alb. Mahr.

[2]) An Anregungen zur einheitlichen Ausgestaltung der Wasserkraftstatistik hat es nicht gefehlt: Rümelin, „Wasserkraftanlagen", Sammlung Göschen, und „Die Wasserkraft" 1920, Nr. 16; Ornig, „Die Wasserkraft" 1923, Nr. 21/22. Auch der Deutsche Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverband hat einen Vordruck zur Statistik der ausgenutzten Wasserkräfte Deutschlands ausgearbeitet. Vergl. auch Leiner: „Die ausnutzbaren Wasserkräfte der Erde", „Die Bautechnik" 1926, Heft 20.

[3]) Vergl. das allerdings unvollständige Verzeichnis der Wasserkraftelektrizitätswerke des Deutschen Reiches in „Die deutsche Wasserwirtschaft" 1923, Nr. 11/12, und die von Ludin bearbeitete „Statistik der deutschen Großwasserkraftanlagen" im Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen 1926, S. 84.

[4]) Vergl. auch „Zusammenstellung der Elektrizitätswerke Württembergs" aus den Jahren 1912 und 1921, Beilage zu den Verwaltungsberichten der Min.-Abt. für Straßen- und Wasserbau 1909/10 und 1919/20.

[5]) „Die Wasserkräfte Bayerns", 3 Bände. München 1907.

[6]) „Die Wasserkräfte des Berg- und Hügellandes in Preußen und benachbarten Staatsgebieten". Berlin 1914. Ernst Siegfried Mittler und Sohn.

[7]) „Die bayerischen Wasserkraftanlagen zu Beginn des Jahres 1927." Heft 107 der Beiträge zur Statistik Bayerns. Herausgegeben vom Bayerischen Statistischen Landesamt. München 1927. J. Lindauersche Universitätsbuchhandlung.

[8]) Vergl. „Wasserkraftausnutzung in Bayern". Von Dr. Marquardt. „Die Bautechnik" 1926, Heft 54, S. 829.

Flußgebiet	Anlagen		Ausbauleistung				
	Zahl	in % sämtlicher Anlagen	ausgebaut PS	in % der gesamten erschlossenen Ausbauleistung	noch erschließbar PS	in % der gesamten erschließbaren Ausbauleistung	insgesamt PS
Donau . . .	7 639	63,97	861 350	91,66	2 193 333	28,20	3 054 683
Rhein . . .	3 904	32,69	69 543	7,40	515 787	11,88	585 330
Elbe	396	3,32	8 808	0,94	7 891	52,74	16 699
Weser . . .	2	0,02	9	—	—	—	9
insgesamt	**11 941**	**100,00**	**939 710**	**100,00**	**2 717 011**	**25,70**	**3 656 721**

Danach vereinigt das Donaugebiet nahezu $^2/_3$ sämtlicher Anlagen und über $^9/_{10}$ der jetzigen Gesamt-Ausbauleistung. Die Donau selbst hatte bis vor kurzem nur wenige kleinere Wasserkraftanlagen — darunter zwei Schiffsmühlen — mit einer Ausbauleistung von 205 PS. Seit 1922 ist mit dem Bau der Kachletstufe oberhalb Passau eine große Kraftanlage mit 60 000 PS Höchstleistung im Entstehen begriffen. Von den Nebenflüssen im Donaugebiet entfallen auf die:

	Zahl der Anlagen	Ausbauleistung PS
südlichen Donauzuflüsse	4 296	733 634
nördlichen „	3 324	67 511
insgesamt	**7 620**	**801 145**

Den nördlichen Donauzuflüssen kommt somit für die Großkraftgewinnung bei weitem nicht die Bedeutung zu wie den südlichen. Das Donaugebiet weist folgenden Stand des Ausbaues seiner Wasserkräfte auf:

Flußgebiet	Zahl der Anlagen	Ausbauleistung in PS			Ausgebaut in % der gesamten erschließbaren Ausbauleistung
		ausgebaut	noch erschließbar	insgesamt	
Donau-Hauptfluß . .	19	60 205	233 450	293 655	20,50
Iller	337	26 574	193 591	220 165	12,07
Lech	480	66 870	476 663	543 533	12,30
Isar	772	358 881	520 224	879 105	40,82
Inn	1 537	259 882	592 293	852 175	30,50
Sonstige südl. Donauzuflüsse	1 170	21 427	32 055	53 482	40,06
Regen	735	18 935	43 994	62 929	30,09
Ilz	200	15 304	43 565	58 869	26,00
Sonstige nördl. Donauzuflüsse	2 389	33 272	57 498	90 770	36,65
Gesamt-Donaugebiet	**7 639**	**861 350**	**2 193 333**	**3 054 683**	**28,20**

Den Höchststand des Ausbaues hat die Isar mit 40,82 %, den niedrigsten die Iller mit 12,07 %, während sich im Inngebiet die meisten Wasserkraftanlagen befinden. Im oberen Isargebiet tragen 141,6 km², im Inngebiet rd. 119,6 km² Seenflächen zur Vergleichmäßigung des Wasserabflusses bei. An der Gesamtleistung des Isargebietes haben dessen beide größte Anlagen: Walchenseewerk und Mittlere Isar, mit einer Höchstleistung von zusammen 278 000 PS einen Anteil von 77,5 %. Vom Rheingebiet kommt die weitaus größte Bedeutung dem Main zu:

Flußgebiet	Zahl der Anlagen	Ausbauleistung in PS			Ausgebaut in % der gesamten erschließbaren Ausbauleistung
		ausgebaut	noch erschließbar	insgesamt	
Main	3 195	60 179	446 229	506 408	11,88
Rhein—Pfalz . .	546	6 690	9 587	16 277	41,10
Rhein—Bodensee .	163	2 674	59 971	62 645	4,27
insgesamt	**3 904**	**69 543**	**515 787**	**585 330**	**11,88**

Größere Entwicklungsmöglichkeiten bieten sowohl das Main- wie das Bodenseegebiet.

Die bestehenden bayerischen Wasserkraftanlagen dienen den in der folgenden Tabelle angegebenen Verwendungszwecken.

An der allgemeinen Elektrizitäts- und Bahnstromversorgung sind am stärksten die Wasserkräfte im Flußgebiet der Isar beteiligt (rd. 63 %). Die elektrochemische und -metallurgische Großindustrie hat sich in den Flußgebieten der Ilz (Karbid), des Lech (Karbid) und ganz besonders des Inn (Aluminium, Karbid, Kalkstickstoff) angesiedelt. Beispielsweise entfiel auf die auf Wasserkraft gestützte oberbayerische Kalkstickstoffindustrie im Jahre 1925 bereits 41,5 % der gesamten Kalkstickstoffproduktion Deutschlands.[9]) Bei

Verbrauchsgruppe	Zahl der Anlagen	Ausbauleistung PS	in % der gesamten Ausbauleistung	Jahresbetriebsstunden auf eine Anlage im Durchschnitt
Elektrizitäts- und Bahnstromversorgung	969	532 659	56,7	4 624
Elektrochemische und elektrometallurgische Großbetriebe .	8	185 310	19,7	8 670
Mühlen und Sägen	8 197	104 845	11,1	2 532
Papier- u. Holzstoffindustrie (nebst Vervielfältigungsgewerbe) . .	146	38 316	4,1	5 695
Textilindustrie	134	37 427	4,0	3 574
Sonstige gewerbliche Betriebe verschiedener Art und rein landwirtschaftliche Betriebe .	2 487	41 153	4,4	3 014
insgesamt	**11 941**	**939 710**	**100,0**	—

Annahme einer Bevölkerungszunahme Bayerns von 6,3 auf 10 Millionen können nach den Berechnungen der Obersten Baubehörde für die Neuansiedlung elektrochemischer und elektrometallurgischer Industrie ohne Schädigung des Allgemeinbedarfs weitere 264 000 kW mittlere Wasserkraftleistung abgegeben werden. Die Mühlen und Sägen sind die eigentlichen Vertreter der Kleinwasserkräfte. Im Durchschnitt weisen die Mühlen für sich eine Ausbauleistung von 9,5 PS, die Sägen eine solche von 16,7 PS und die mit dem Sägewerk verbundenen Mühlen eine Ausbauleistung von 17,9 PS auf.

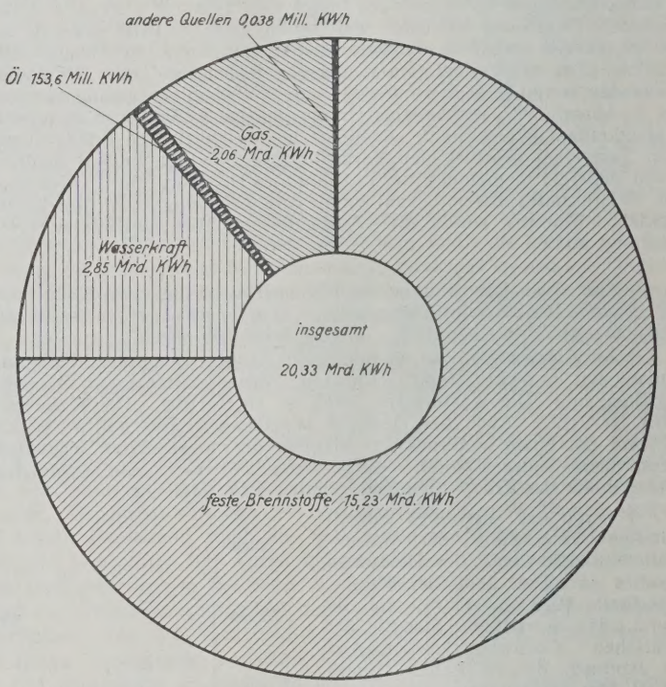


Abb. 2. Erzeugung von elektrischem Strom in Deutschland nach Kraftquellen im Jahre 1925.

Schließlich verdienen die Erhebungen über die Benutzungsdauer der Wasserkraftanlagen nach Jahresbetriebsstunden Beachtung, die in der letzten Spalte der vorhergehenden Zusammenstellung aufgenommen wurden. Die Benutzungsdauer bildet den besten Wertmesser für die Ausnutzung des Elektrizitätsunternehmens und zeigt, ob alle Absatzmöglichkeiten genügend herangezogen sind. Der Ausnutzungsfaktor ist von entscheidender Bedeutung für die Ausbauwertigkeit von Wasserkraftanlagen und ihre Wettbewerbsfähigkeit gegenüber thermisch erzeugbarer Energie. Der Umstand, daß bei den Mühlen und Sägen (2532 Std.), in der Textilindustrie (3574 Std.) und in der Elektrizitäts- und Bahnstromversorgung (4624 Std.) der Ausnutzungsfaktor noch verhältnismäßig wenig günstig ist, weist darauf hin, daß noch Mittel und Wege zu suchen sind, um den Stromabsatz dieser ungenügend ausgenutzten Werke zu heben. Dies kann u. a. in Verbindung mit einer klugen Tarifpolitik mit Hilfe der elektrischen Wärmeindustrie geschehen.

Die vom Statistischen Reichsamt durchgeführte Produktionserhebung in der deutschen Elektrizitätswirtschaft für das Jahr 1925[10]) bietet Gelegenheit, in diesem Zusammenhang auch auf den Anteil der Wasserkraft an der Elektrizitätserzeugung hinzuweisen. Sie gibt (s. a. Abb. 2) folgendes Bild der deutschen und bayerischen Gesamtstromerzeugung bei 7492 deutschen und 1162 rein bayerischen Erzeugerwerken:

[9]) Vergl. auch „Die Bautechnik" 1923, Heft 23, S. 393 u. f.
[10]) Vergl. „Wirtschaft und Statistik" 1927, Nr. 11, S. 495.

Energiequellen	Stromerzeugung im Reich insgesamt kWh	Stromerzeugung im Reich in % rund	Ausnutzungsdauer in Stunden	Stromerzeugung in Bayern insgesamt kWh	Stromerzeugung in Bayern in % rund
Wasserkraft . .	2 851 774 681	14,0	2 795	1 582 067 000	70,5
Feste Brennstoffe	15 226 297 621	75,0	2 118		
Gas	2 057 440 000	10,0	4 630	662 613 000	29,5
Öl	153 626 863	0,8	772		
Windkraft . . .	66 281	—	—		
Andere Quellen .	38 783 496	0,2	—		
insgesamt	**20 327 988 942**	**100,0**	—	**2 244 680 000**	**100,0**

Während also von der Gesamterzeugung der in die Statistik einbezogenen Unternehmungen rd. 11 % auf Bayern entfallen, beträgt der Anteil Bayerns an der im Reich erzeugten Wasserkraftenergie rd. 55,5 %. Die Elektrizitätserzeugung in Bayern beruhte 1925 zu fast $^3/_4$ auf Wasserkraft. Beachtenswert ist in obiger Zusammenstellung weiterhin die bessere durchschnittliche Ausnutzung der Wasserkraftanlagen gegenüber Dampfmaschinen und Ölmotoren.

Obwohl Deutschland in der Stromerzeugung in der Welt an zweiter Stelle steht (hinter den U. S. A.), so bleibt es in der Erzeugung auf den Kopf der Bevölkerung noch weit hinter anderen Ländern zurück:

Land	Verbrauch je Einwohner in kWh
Norwegen	1680
Schweiz	1070
Schweden	533
Deutschland	325
Belgien	292
England	200

Die an der deutschen Stromerzeugung beteiligten Kraftquellen sind:

Bezeichnung	Stückzahl	Installierte Maschinenleistung kW	in % der Gesamtleistung	Durchschnittsleistung kW
Kolbendampfmaschinen u. Dampfturbinen	8 635	7 189 415	81	833
Wasserturbinen und -räder . . .	3 691	1 020 122	12	276
Ölmotoren	1 512	198 945	2	132
Gasmotoren	861	444 395	5	516
Windmotoren	11	203	—	18
insgesamt	**14 710**	**8 853 080**	**100**	—

In diesem Zusammenhange sei noch auf die verdienstvollen kartographischen Arbeiten von Prof. Dr. E. Tiessen in Berlin[11]) hingewiesen, der mit seiner Karte der Elektrizitätsverteilung eine der wichtigsten Grundlagen einer einheitlichen nationalen Elektrizitätswirtschaft geschaffen hat. Leider hat man es bisher unterlassen, diese für unsere Volkswirtschaft wichtige Karte, die seit Jahren bei der Vereinigung der deutschen Elektrizitätswerke ruht, zu veröffentlichen oder gar sie jährlich auf den neuesten Stand zu bringen. Vielleicht entschließt man sich jetzt nach der neuesten Reichselektrizitätsstatistik dazu, das aufschlußreiche Tiessensche Verfahren auch diesem wichtigen Zweige unserer Wirtschaft dienstbar zu machen.

Dr.-Ing. Marquardt, München.

[11]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1923, Heft 39, S. 392 und Mitteilungen der Vereinigung der Elektrizitätswerke vom August 1922, Nr. 318.

Alle Rechte vorbehalten.

Normung des Schotters.

Von Dr.-Ing., Dr. rer. pol. **Haller,** Regierungsbaumeister a. D. (Langenau, Württ.)

In den Vereinigten Staaten scheint sich die Erkenntnis durchzusetzen, daß man bei der Abstufung der Körnung des Straßenschotters zu weit gegangen ist. Die unsystematische Entwicklung der verschiedenen Typen bituminöser Decken führte allmählich zur Verwendung einer großen Zahl verschiedener Körnungen, obgleich die Unterschiede bei den einzelnen Bauweisen oft nur unerheblich sind. Die zu große Abstufung der Körnung hat mehr akademische als praktische Bedeutung, und Decken größter Dichte lassen sich auch mit einer kleineren Zahl von Körnungen herstellen.

Die Verschiedenheiten der Erfordernisse der Kornabstufung des Straßenschotters lassen sich in zwei Gruppen teilen: 1. solche, die durch einen bestimmten Konstruktionstyp auf Grund praktischer Erfahrungen tatsächlich notwendig sind, und 2. solche, die lediglich in der Meinung der Schotterwerke oder Ingenieure bestehen und in der Regel eher ein Hindernis bilden, als nützen.

Schon vor einigen Jahren hat die Abteilung für die Normung von Quetschschotter der „American Society for Testing Materials“ die Untersuchung dieser Angelegenheit aufgenommen und inzwischen zu einem gewissen Abschluß gebracht. Der Arbeitsausschuß hat nun nach einem Berichte in Public Roads, Vol. 8, Nr. 2, 1927, Vorschläge aufgestellt, die die einzelnen Meinungen so vieler Ingenieure nicht mehr berücksichtigen, sondern sich ausschließlich an die praktischen Notwendigkeiten halten. Es handelte sich hierbei nicht allein darum, unnötige Körnungen auszumerzen, sondern auch darum, Normungen aufzustellen, die in bezug auf die Einrichtung der Schotterwerke wirtschaftlich hergestellt werden können. Dies erforderte ein sorgfältiges Abwägen der praktischen Notwendigkeiten gegen die theoretischen Erfordernisse.

Die Beobachtungen erstreckten sich seit Jahren auf über 100 große Schottergewinnungsanlagen. An jeder Anlage wurden genaue Daten über die Herstellung der handelsüblichen Schottergrößen mit den vorhandenen Siebtrommeln über die Zeit der Beobachtung erhoben.

Aus den auf diese Weise erhaltenen Zahlen war es möglich, die Leistung jeder Siebtrommelanlage, soweit sie die Siebe selbst betraf, zu ermitteln. Andere die Leistung beeinflussende Faktoren, wie der Wechsel der Beschickung und der Feuchtigkeitsgehalt der Steine, wurden vermerkt und ihre Wirkung auf das jeweils bearbeitete Material berücksichtigt. Die aus diesen Untersuchungen gezogenen Folgerungen sind zusammengefaßt nachstehende:

1. Die Länge einer Siebtrommel beeinflußt die Körnung des zu sortierenden Gesteinmaterials in erheblichem Grade.

2. Innerhalb der verhältnismäßig engen Grenzen der Verschiedenartigkeit der Einrichtung solcher Anlagen haben Durchmesser und Geschwindigkeit der Siebtrommel keinen merkbaren Einfluß auf die Körnung, wahrscheinlich wegen Vorherrschens anderer ausschlaggebender Faktoren, wie z. B. Schwankungen in der Beschickung der Siebtrommel usw., die praktisch nicht immer ohne weiteres kontrollierbar sind.

3. Die Wirkung überhöhter Lochung, wegen Abnutzung des Siebes, darf praktisch vernachlässigt werden.

4. Kleinere Mengen zu großer Steine, die sich manchmal bei den durch Siebtrommeln bestimmter Lochdurchmesser gewonnenen Haufen finden, kommen in der Regel von Fehlern in der Schüttkonstruktion, Vernachlässigung notwendiger Ausbesserungen oder anderen Mängeln der Schüttung und Aufbewahrung des Materials.

5. Die Körnung des gesiebten Materials kann mit Sicherheit nicht durch einfache Spezifizierung der Siebtrommellochung kontrolliert werden.

6. Es ist weder praktisch, noch notwendig, zu verlangen, daß alles von der Siebtrommel zurückgehaltene oder durchfallende Material bestimmter Korngröße zwischen den Laboratoriumsieben derselben Lochung liegen soll.

7. Laboratoriumsiebe können zur Kontrolle der im Schotterwerk gewonnenen Körnung benutzt werden, wenn eine gewisse Toleranz zugestanden wird, die einerseits groß genug ist, um den Unvollkommenheiten einer Trommelsiebanlage gebührend Rechnung zu tragen, anderseits aber doch so eng ist, um ein gut abgestuftes Material zu gewährleisten.

8. Die zu gewährende Toleranz sollte 5 % nach oben und 15 % nach unten betragen.

Auch hieraus geht hervor, daß es für die Leistungsfähigkeit einer Schottergewinnungsanlage am vorteilhaftesten ist, nur die sogenannten Primärgrößen herzustellen, d. h. jene oberen und unteren Grenzen einzuhalten, die nahe zusammenliegen, beispielsweise $^3/_4$ Zoll bis $1^1/_4$ Zoll.

Die Grenzen der verschiedenen Primärgrößen dürfen sich nicht überschneiden und sollen, zusammengenommen, die Gesamtleistung der Schotteranlage voll ausnutzen. Weiterhin wurde vorgeschlagen, die Zahl der Körnungen, wenn möglich, auf fünf zu beschränken, um die bei einer größeren Zahl gleichzeitig herzustellender Korngrößen entstehenden erheblichen Mehrkosten zu ersparen.

Auch die Frage einer einheitlichen Bezeichnung des Schotters wurde sorgfältig geprüft. Man kam dabei zu der Überzeugung, daß die einfachste Bezeichnung jene der unteren und oberen Grenzgrößen, beispielsweise $^1/_4$ bis $^3/_4$ Zoll, $^3/_4$ bis $1^1/_4$ Zoll Größe ist. Material von $^1/_4$ bis $^3/_4$ Zoll Größe entspricht einer Körnung, bei der wenigstens 85 % von einem Laboratoriumsieb mit kreisrundem Lochdurchmesser von $^1/_4$ Zoll zurückgehalten und nicht mehr als 5 % auf einem solchen mit $^3/_4$ Zoll Lochdurchmesser zurückgehalten werden.

Es wurde folgende Einteilung des Schotters vorgeschlagen: 0 bis $^1/_4$ Zoll, $^1/_4$ bis $^3/_4$ Zoll, $^3/_4$ bis $1^1/_4$ Zoll, $1^1/_4$ bis $2^1/_2$ Zoll, $2^1/_2$ bis $3^1/_2$ Zoll.

Diese Trennung geschah auf der Grundlage von Laboratoriumsieben mit runden Öffnungen. Dies würde praktisch am Steinquetscher durchschnittlich etwa folgenden relativen Prozentsätzen entsprechen: 0 bis $^1/_4$ Zoll 10 %, $^1/_4$ bis $^3/_4$ Zoll 15 %, $^3/_4$ bis $1^1/_4$ Zoll 15 %, $1^1/_4$ bis $2^1/_2$ Zoll 35 %, $2^1/_2$ bis $3^1/_2$ Zoll 25 %.

Über Verwendung des Normenschotters wäre folgendes zu sagen: Die Primärgröße $^1/_4$ bis $^3/_4$ Zoll entspricht dem handelsüblichen $^1/_2$-Zoll-Schotter, der als Splitt bei bituminösen Makadamdecken des Eindringverfahrens, bei gewissen bituminösen Betondecken als Decklage, sowie für Unterhaltungszwecke verwendet wird. Dabei wurde festgestellt, daß eine Toleranz von 15 % nach unten ein gut gekörntes Material gibt und eine wirtschaftliche Erzeugung ermöglicht. Die nächstfolgende Größe, $^3/_4$ bis $1^1/_4$ Zoll, ist der handelsübliche Zollschotter mit derselben Toleranz von 15 %. Er kann entweder allein für die Zwischenschicht bituminöser Makadamdecken oder in Verbindung mit der $^1/_4$- bis $^3/_4$-Zoll-Körnung zu

gewissen bituminösen Betondecken oder Zementbetonzuschlag verwendet werden, wobei im letzteren Falle die Körnung $1^1/_4$ Zoll nicht überschreiten darf. Schotter mit $1^1/_4$ bis $2^1/_2$ Zoll Korn wird überwiegend für Makadamdecken, und zwar wassergebundene und solche mit nach dem Eindringverfahren hergestellten verwendet. Gegen letzteren Verwendungszweck ist eingewendet worden, daß mit einer Körnung von 2 bis 3 Zoll bessere Ergebnisse zu erreichen seien. Eine Durchsicht der Ausführungsvorschriften solcher Decken in 27 Einzelstaaten zeigt aber in dieser Hinsicht eine verschiedene Praxis. Der Ausschuß für Schotternormung ist derzeit geneigt, für bituminöse Makadamdecken von mehr als 3 Zoll Stärke Schotter von $2^1/_2$ bis $3^1/_2$ Zoll Korn zuzulassen.

Wir haben nun drei Primärgrößen, die zusammen das Ergebnis des Quetschers von $^1/_4$ bis $2^1/_2$ Zoll Korn darstellen. Wenn diese drei Körnungen in zweckmäßiger Weise vermengt werden, läßt sich aus ihnen ein geradezu ideales Aggregat für Betonpflaster herstellen, dessen Korngröße $2^1/_2$ Zoll nicht übersteigen darf. Vor kurzem vom „Bureau of Public Roads“ in Verbindung mit der „New Jersey State Highway Commission“ ausgeführte Untersuchungen zeigten, daß die Ergiebigkeit des Betons bei gegebenen Materialmengen wesentlich beeinflußt wird durch die Körnung des groben Aggregates. So wurde beispielsweise gefunden, daß bei einer Mischung $1 : 1^3/_4 : 3^1/_2$ unter Verwendung von gequetschtem Traprock als Grobaggregat und einer gleichmäßigen Körnung zwischen $2^1/_2$ und $^1/_4$ Zoll 6,18 Sack Zement auf 1 Kubikyard Beton erforderlich wurden im Vergleich zu 6,72 Sack Zement bei Weglassung der feinen Zuschlagstoffe unter 1 Zoll Korn. Dies entspricht einer Ersparnis an Zement von etwa $^1/_2$ Sack für 1 Kubikyard (0,76 m³) fertigen Beton. Dabei ist allerdings zu beachten, daß bei einem Mineralgemenge möglichst großer Dichte ein größeres Gewicht an Schotter erforderlich wird, als bei einer mangelhaft abgestuften Mischung unter Weglassung feiner Körnungen. Im Hinblick auf diese Tatsache wird, wirtschaftlich gesprochen, die Erparnis an Zement wieder beeinträchtigt. Jedenfalls ist einer sparsamen Herstellung des Betons bis heute noch nicht die Aufmerksamkeit gewidmet worden, die ihr in Anbetracht der dabei in Frage stehenden wirtschaftlichen Werte zukommen sollte.

Wenn wir annehmen, daß die ideale Körnungskurve für Schotter zwischen $^1/_4$ und $2^1/_2$ Zoll Korn etwa eine Gerade ist, die nach Taylor und Thompson der größten Dichte entspricht, so müßte die Mischung der drei genannten handelsüblichen Korngrößen in folgendem Verhältnis geschehen:

$1^1/_4$ bis $2^1/_2$ Zoll Größe	60%
$^3/_4$ bis $1^1/_4$ Zoll Größe	25%
$^1/_4$ bis $^3/_4$ Zoll Größe	15%.

Dies ist aber nahezu das Verhältnis, in dem diese Korngrößen bei der normalen Erzeugung gewonnen werden; es würde zugleich auch für den Hersteller das vorteilhafteste sein, wenn er nicht überwiegend Korngrößen zwischen $^1/_4$ und $^3/_4$ Zoll bedarf, was häufig der Fall ist.

Die angegebenen Normalschotterkörnungen sind von der „American Association of State Highway Officials“, dem „Federal Specification Board“ und der „Asphalt Association“ anerkannt und angenommen worden.

Alle Rechte vorbehalten.

Das Brückenbauwesen der Staatseisenbahnen in der Sowjetunion.

Von **Schaper.**

Gelegentlich einer beruflichen Reise nach Moskau konnte ich mich dank den bereitwilligen Auskünften und dem Entgegenkommen des Verkehrskommissariats über das Brückenbauwesen der Eisenbahnen der Sowjetunion unterrichten. Die dortigen Einrichtungen sind lehrreich und dürften allgemeines Interesse haben.

Dem Verkehrskommissariat unterstehen die Eisenbahnen, Wege, Flüsse und der Schiffsverkehr. Jedes dieser vier Gebiete wird in einem besonderen Zentralamt bearbeitet. Neben den Zentralämtern steht ein „Technisches Komitee“, das sich in den „Rat des technischen Komitees“ und in vier Experimentalabteilungen 1. für Ingenieuruntersuchungen, 2. für Fahrzeuge und Brennstoffe, 3. für Baustoffe und 4. für Elektrizität gliedert. Der „Rat des technischen Komitees“ prüft große Bauentwürfe und Musterentwürfe. Den einzelnen Experimentalabteilungen obliegt das wissenschaftliche Untersuchungswesen ihres Gebietes.

Das Eisenbahnzentralamt hat vier Abteilungen: 1. für Brücken und Gleise, 2. für Fahrzeuge, 3. für den Verkehr und 4. für das Signal- und Fernmeldewesen.

Abb. 1. Alte Brücke über die Oka.

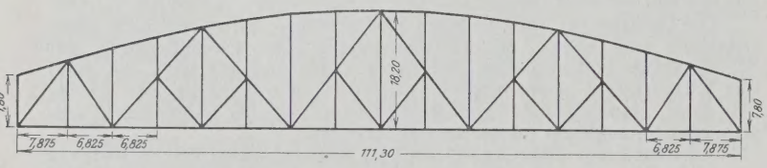


Abb. 2. Form der Stromüberbauten der neuen Brücke über die Oka.

Unter der Abteilung für Brücken und Gleise steht ein großes Brückenbureau, in dem die Musterentwürfe und die Entwürfe für große Brücken bearbeitet werden. Es fiel mir auf, daß auch Damen als Diplomingenieure im Brückenbureau beschäftigt sind. Der Vorstand des Bureaus bezeichnete die Leistungen der Damen als durchaus vollwertig. Die Entwürfe für kleinere Brücken werden bei den Eisenbahndirektionen ausgearbeitet.

Die Abteilung für Ingenieuruntersuchungen des technischen Komitees hat eine kleine Hauptstelle für Brückenprüfungen, der drei Brückenprüfungsstellen mit dem Sitz in Moskau, Kiew und Leningrad unterstehen, und eine Oberbauprüfungsstelle. Den Brückenprüfungsstellen des technischen Komitees obliegen die wissenschaftlichen Untersuchungen der Brücken nach einem Plane der Hauptstelle. Die sechsjährlichen Hauptprüfungen der Brücken werden von drei Brückenprüfungsstellen des Eisenbahnzentralamtes, die ihren Sitz in Kiew, Saratow und Sibirien haben, durchgeführt. Die jährlichen Nebenprüfungen der Brücken obliegen den Vorständen der Betriebsämter. Die Ergebnisse aller wissenschaftlichen Untersuchungen, aber auch die der sechsjährlichen Hauptprüfungen werden im technischen Komitee ausgewertet. — In den letzten sieben Jahren sind 700 Brücken mit ungefähr 2000 Überbauten nach einem Verfahren, das Prof. Streletzky in der „Bautechnik“ 1927, Heft 41, beschrieben hat, vom technischen Komitee wissenschaftlich untersucht worden. Bei diesen Untersuchungen wurden zuerst Leunerapparate benutzt, jetzt werden für statische Untersuchungen Spannungsmesser von Huggenberger und für dynamische Untersuchungen Spannungsmesser von Geiger verwendet. Durch die wissenschaftlichen Untersuchungen wurde die innere Arbeit der Brücken unter dem Einflusse der bewegten Lasten und damit der Zustand der Brücken festgestellt. Das technische Komitee hat damit eine großartige, hochwichtige Arbeit geleistet und in dieser Hinsicht das Brückenwesen der Sowjetunion an die erste Stelle unter allen Ländern gebracht.

Auch sonst haben die Eisenbahnen der Sowjetunion in den letzten Jahren viel für ihre Brücken getan. In diesem Jahre sind z. B. die zu schwachen Überbauten von 230 Brücken mit einer Gesamtlänge von rd. 10 km durch stärkere Überbauten, die einem unseren Lastenzug *N* noch übertreffenden Lastenzuge gewachsen sind, ersetzt worden. Die Brücken werden im Generalvertrag vom Eisenbahnzentralamt an die Vereinigung der Brückenbauanstalten, die wie alle anderen Unternehmungen staatlich sind, zu einem jährlich festzusetzenden einheitlichen Einheitspreise vergeben. Dieser beträgt in diesem Jahre rd. 400 Rubel für die Tonne. Die Vereinigung der Brückenbauanstalten verteilt die Aufträge und regelt die Preise für die verschiedenen Aufträge. Ich hatte Gelegenheit, mir die im Bau begriffene zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Oka bei Serpuchow, südlich von Moskau, anzusehen. Die neue Brücke wird neben der alten, in den 60er Jahren des vorigen Jahrhunderts erbauten, vereinigten Eisenbahn- und Straßenbrücke errichtet. Die alte Brücke mit Gitterwerk-Hauptträgern über dem Strom und eigenartigen, an die Erfindung von Gerber anklingenden Kragträgern über den Seitenstraßen (Abb. 1) bleibt als Straßenbrücke erhalten. Die neue Brücke zeigt acht, zu zweien nebeneinanderliegende, 111,3 m weit gespannte, eingleisige Halbparabelträgerüberbauten (Abb. 2) über den Stromöffnungen, zwei nebeneinanderliegende, unter der Fahrbahn angeordnete Halbparabelträger von 44 m Stützweite und vier, zu zweien nebeneinanderliegende Blechträger.

Die Überbauten werden auf festen, in der einen der beiden Gleisachsen liegenden Gerüsten zusammengebaut, zuerst die zur anderen Gleisachse gehörigen Überbauten und nach deren seitlicher Verschiebung die anderen Überbauten. Die Gerüste sind sehr gut durchgebildet und ausgeführt, ebenso die großen hölzernen Montagekrane. Die Niete werden im Akkord geschlagen, und zwar mehr mit der Hand als mit dem Druckluftniethammer. Der russische Arbeiter liebt den Druckluftniethammer nicht. In einer Schicht von acht Stunden werden von einer Nietkolonne im Mittel 250 Niete geschlagen. Für einen geschlagenen Niet erhält die Nietkolonne zehn Kopeken. Auch der Einbau der Eisenteile wird im Akkord durchgeführt; für 1 t eingebauter Konstruktion werden 12 Rubel gezahlt. Für den Zusammenbau sind drei Schichten von je acht Stunden angesetzt; genietet wird dagegen nur in einer Tagesschicht. An den Arbeiten war nicht viel auszusetzen, allerdings werden an das Passen der Nietlöcher bei uns höhere Anforderungen gestellt. Der Arbeitsfortschritt muß als durchaus gut bezeichnet werden. Die Arbeiten wurden am 1. Mai 1927 begonnen; sie werden am 15. Februar 1928 beendet sein.

Als ich die Arbeiten auf der neuen Brücke besichtigte, beförderte eine Diesellokomotive einen Güterzug über die alte Brücke, und ein Flugzeug zog seine Bahnen über uns. Ein Zeichen, daß die Sowjetunion auch in den Verkehrsmitteln nicht rückständig ist!

Alle Rechte vorbehalten.

Die Aufnahme von Tiefenplänen bei Modellversuchen.

Von Dipl.-Ing. **B. Kressner,** Konstr.-Assistent an der Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule Danzig.

Zur Festlegung und Wiedergabe der Ergebnisse von Modellversuchen aus den Gebieten des Fluß- und Seebaues, bei denen die Gestaltung des Untergrundes und seine Veränderungen infolge strömenden Wassers eine wesentliche Rolle spielen, müssen Tiefenpläne angefertigt werden. Bisher war es üblich, die Tiefenpläne auf Grund gemessener oder mit Hilfe selbstschreibender Apparate aufgenommener Querprofile auf zeichnerischem Wege zu bestimmen. Zur Aufnahme der Querprofile dienen Pantographen oder photogrammetrische Profilzeichner. Trotz dieser Hilfsmittel erfordert die Zeichnung der Tiefenpläne eine große Mühe und führt zu Ungenauigkeiten, falls nicht sehr viele, eng benachbarte Profile aufgenommen werden. In vielen Fällen wird sich daher das folgende Verfahren schneller und mit größerer Genauigkeit durchführen lassen.

Der Gedanke, der diesem Verfahren zugrunde liegt, besteht darin, die Tiefenlinien im Modell selbst durch ausgelegte weiße Baumwollfäden kenntlich zu machen.

Als Beispiel mögen zwei Tiefenpläne dienen, die in der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule der Freien Stadt Danzig hergestellt wurden. Abb. 1 zeigt einen aus Sand gebildeten Meeresstrand mit gleichmäßiger Neigung vor Beginn eines Versuches. Nach dem beschriebenen Verfahren sind die auf dem Bilde sichtbaren Schichtlinien kenntlich gemacht worden. Die an den Tiefenlinien stehenden Zahlen sind aus starkem Papier ausgeschnitten und auf das trockene Modell gelegt worden, nachdem die Baumwollfäden verlegt waren. Diese Zahlen bezeichnen die nach dem Modellmaßstabe umgerechneten Tiefen der Natur in Metern. Nach der photographischen Aufnahme des so vorbereiteten Modellstrandes wurden die Baumwollfäden und Zahlen wieder entfernt. In einem zweistündigen Versuch wirkte nun die Brandung von 4,3 cm hohen Wellen auf diesen Strand. Nach Abschluß des Versuches wurde nach demselben Verfahren ein neuer Tiefenplan des Strandes hergestellt, indem die Versuchsrinne wieder schrittweise entleert und am

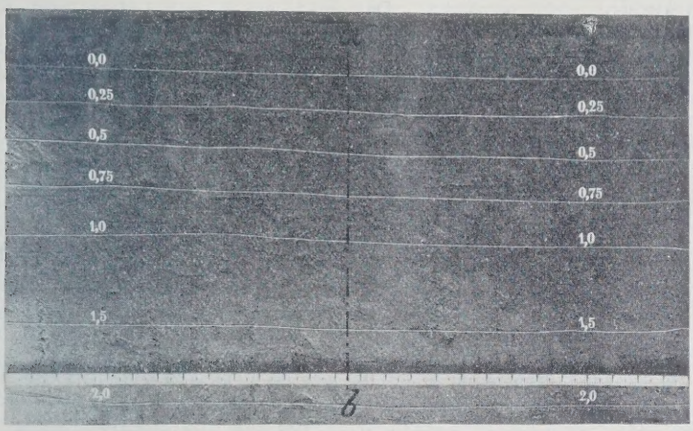


Abb. 1. Tiefenplan eines Modellstrandes vor Beginn eines Versuches.

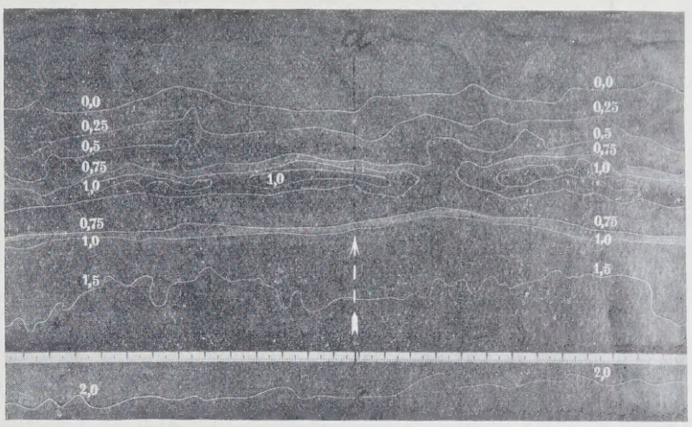


Abb. 2. Tiefenplan desselben Strandes nach dem Versuch.

Nach beendigtem Einbau des Modelles oder nach Abschluß eines Versuches, der ausgewertet werden soll, wird die Versuchsrinne bis zu der Höhenordinate, die der höchsten Schichtlinie des gewünschten Tiefenplanes entspricht, mit Wasser angefüllt. Am Rande dieses ruhenden Wasserspiegels wird der erste Baumwollfaden ausgelegt, er stellt die erste Schichtlinie dar. Mit Hilfe des Abflußventiles der Versuchsrinne wird sodann der Wasserspiegel um den Höhenunterschied zweier Schichtlinien abgesenkt, wobei der neue Wasserspiegel mit Hilfe eines Pegels oder Spitzenmessers genau eingestellt werden kann. Dem Rande dieses Wasserspiegels folgend kann nun die zweite Tiefenlinie durch Auslegen eines weiteren Fadens gekennzeichnet werden. Wird die Versuchsrinne auf diese Weise allmählich völlig entleert und bei jedem Wasserstande, dessen Höhe der nächst tieferen Schichtlinie entspricht, ein neuer Faden ausgelegt, so ist auf dem trockenen Modell schließlich ein vollständiger Tiefenplan vorhanden. Endlich wird das ganze Versuchsfeld mit einem lotrecht darüber aufgestellten photographischen Apparat aufgenommen. Die Aufnahme liefert den fertigen Tiefenplan.

Da die Schichtlinien mit Hilfe des Wasserspiegels bestimmt sind, geben sie ein recht genaues Bild der vorhandenen Tiefenverhältnisse. Irrtümliche Linienführungen sind kaum möglich, wenn die Fäden sorgfältig verlegt werden. Besonders geeignet sind Baumwollfäden, die sich bei der Berührung mit dem feuchten Sande sofort vollsaugen und auch beim späteren Austrocknen gut liegenbleiben. Reine Wolle hat sich dagegen als ungeeignet erwiesen, da sie sich nicht ansaugt und leicht von dem zurückgehenden Wasser schwimmend fortgeführt wird.

Rande jedes nacheinander eingestellten, ruhenden Wasserspiegels ein Baumwollfaden ausgelegt wurde. Abb. 2 zeigt diesen neuen Tiefenplan, während Abb. 3 die Querprofile des vor und nach dem Versuch vorhandenen Strandes an den Stellen a—b darstellt. Das Querprofil des Strandes mit gleichmäßiger Neigung vor Beginn des Versuches ist in Abb. 3 durch eine gestrichelte Linie, und das Profil des Strandes nach dem zweistündigen Versuch durch den ausgezogenen Linienzug gekennzeichnet worden. Bei einem Vergleich beider Tiefenpläne und der Querprofile treten die im Laufe des Versuches geänderten Neigungen des Strandes und die Entstehung eines Riffes deutlich in Erscheinung.

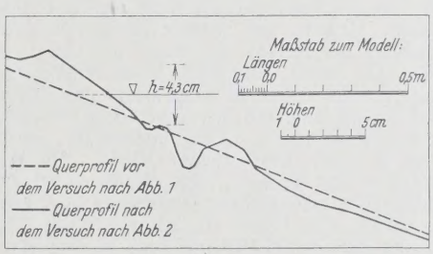


Abb. 3. Querprofile a—b des Strandes.

Bei Modellversuchen wird sich dieses Verfahren sehr häufig anwenden lassen; es vereinigt die Vorteile großer Genauigkeit mit geringem Aufwand an Zeit und Arbeit. Werden zur Ergänzung noch einige Querprofile aufgemessen, so sind für eine genaue Auswertung der Versuche ausreichende Unterlagen vorhanden.

Alle Rechte vorbehalten.

Wasserstraßen im Odergebiet.

(Vortrag des Oberregierungsbaurats **Krieg** auf der Tagung des „Verkehrsverbandes Ostmark“ am 10. November 1927 in Landsberg a. d. Warthe.)

Die Verbesserung der natürlichen Abflußverhältnisse der Oder rührt von Friedrich dem Großen her. Mit unvergleichlichen Erfolgen wurden der Oderbruch, Warthebruch und untere Netzebruch zu Kultur- und Siedlungsland gemacht. Waren diese Arbeiten auch in der Hauptsache auf Verbesserungen der Landeskultur gerichtet, so wurden durch sie doch auch die Schiffahrtverbindungen erheblich verbessert. Planmäßige Bestrebungen zur Vervollkommnung der Schiffahrt des Oderstroms und der unteren Warthe und Netze wurden aber erst im Laufe des 19. Jahrhunderts mit Nachdruck betrieben. Diese nahmen nach Errichtung der einheitlichen Oderstrombauverwaltung in den 70er Jahren raschen Fortgang. Die Begradigung des Flußlaufes, die Festlegung der Stromlage mit Hilfe von Regulierungsbauten und die Einschränkung des Hochwasserprofils durch Deiche sorgten für eine durchgehende gleichmäßige Wassertiefe. Durch die in den 90er Jahren eingeleitete Kanalisierung der Oder oberhalb Breslau und der Netze oberhalb der Dragemündung wurde dort eine Mindestwassertiefe von 1,5 m gesichert. Heute sind Schiffe bis 780 t auf der Oder schon keine Seltenheit mehr. Freilich können sie vollgeladen nur bei günstigem Wasserstande verkehren. Der freie Strom unterhalb Breslau versagt in trockenen Zeiten. Eine durchgreifende Verbesserung dieses Zustandes soll durch die im Gesetz vom 30. Juli 1913 angeordneten Maßnahmen erreicht werden, das ist weiterer Ausbau des Stromes und Ottmachauer Staubecken. Die Feinregulierung von

Breslau abwärts bis Lebus ist seit Jahren im Gange. Sie besteht im wesentlichen in der Festlegung der Stromrinne mit Hilfe eines Buhnensystems und durch Deckwerke, ferner in der Abflachung der Krümmen (s. z. B. Abb. 1) und einigen Durchstichen. Der Querschnitt, insbesondere die Bildung der Buhnenköpfe, ist so gewählt, daß der gewöhnliche Wasserstand möglichst unverändert beibehalten wird, um die landeskulturellen Belange nicht zu beeinträchtigen. Bei der gemittelten kleinsten Wassermenge der

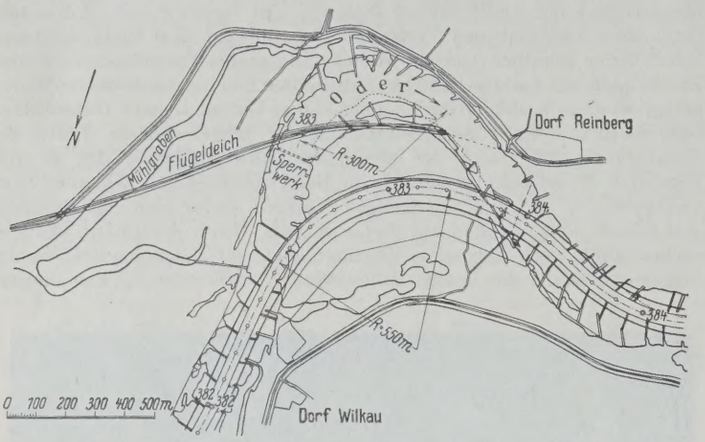


Abb. 1. Abflachung der Oderkrümmung bei Reinberg.

sechs wasserärmsten Jahre von 1900 bis 1909 („Ausbauwasserstand") wird eine Wassertiefe von 1,40 m angestrebt. Sinkt die Wasserführung der Oder noch weiter herab, dann tritt das Staubecken von Ottmachau in Tätigkeit. Dieses soll an die Oder Zuschußwasser abgeben, so daß der Ausbauwasserstand möglichst erhalten wird. Mit Ausnahme von ganz besonders dürren Jahren, wie 1911, 17, 21 und 23, wird es möglich sein, das gesteckte Ziel zu erreichen. Die Durchführung dieser Verbesserungen wird erst abgewartet werden müssen, ehe an die Erfüllung weitergehender Wünsche gedacht werden kann. Redner wies darauf hin, daß die Oder von der Natur mit dem oft schroffen Wechsel ihrer Wasserstände für die Schiffahrt keineswegs günstig ausgestattet sei. Die von der Provinz Schlesien seit 1903 errichteten 18 Hochwasser-Staubecken mit insgesamt 112 000 000 m³ Inhalt haben auf die Niedrigwasserführung nur geringen Einfluß, weil sie meist im Gebiete des Bobers liegen und der Oder erst unterhalb von dessen Mündung bei Crossen zugute kommen. Das Staubecken Ottmachau wird dagegen der freien Oderwasserstraße schon von Breslau ab zu Hilfe kommen. Dieses Staubecken an der Glatzer Neiße ist von 150 untersuchten Becken als das geeignetste festgestellt worden. Es erhält einen Rauminhalt von 135 Mill. m³, von denen 90 Mill. als Zuschußwasser und 40 Mill. als Hochwasserschutzraum dienen sollen. So würde es in der Lage sein, kleinere und mittlere Hochfluten ganz aufzunehmen, größere Hochwasser der Neiße, und damit der Oder, in vorteilhafter Weise zu dämpfen. Die damit verbundene Wasserkraftanlage wird rd. 10 Mill. kWh im Jahre leisten. Die Errichtung dieses gewaltigen Staudammes aus Erde (er wird 6,5 km lang und bis 15 m hoch) verlangte umfangreiche eingehende Voruntersuchungen. Eine überstürzte, nicht völlig sichere Ausführung könnte unabsehbare Folgen haben. Die mit Nachdruck betriebenen Vorarbeiten sind so weit, daß voraussichtlich im nächsten Frühjahr die Erdarbeiten des eigentlichen Staudammes in Angriff genommen werden können. Zurzeit wird bereits die Eisenbahnlinie Ottmachau—Patzschkau verlegt. Es sind rd. 6 Mill. m³ Erde in den Staudamm einzubauen. Dazu kommt das große massive Grundablaßbauwerk, das mit verschließbaren Öffnungen versehen wird. Die gesamte Anlage wird rd. 55 Mill. R.-M. erfordern. Die dafür vorgesehene Bauzeit von fünf bis sechs Jahren ist nicht lang bemessen.

Die Oder-Wasserstraße ist mit Recht die Lebensader Schlesiens genannt worden. Die maßgebenden Stellen werden stets dafür eintreten, daß sie es bleibt. In Oberschlesien insbesondere handelt es sich darum, was auch schon der Oder-Wasserstraßenbeirat in seiner Sitzung vom 21. April 1927 in einer Entschließung zum Ausdruck gebracht hat, den Transportweg zwischen dem oberschlesischen Montan-Revier und Cosel-Oderhafen zu verbilligen und leistungsfähiger zu gestalten. In seiner jetzigen Gestalt ist der Klodnitz-Kanal als Schiffahrtweg fast bedeutungslos. Ob es wirtschaftlich vertretbar sein wird, einen neuen Groß-Schiffahrtweg zu bauen, wird von den eingeleiteten Vorarbeiten abhängen. Schwierig würde sich die Speisung des Kanals gestalten. Aber die Kohlenbergwerke kommen dem Kanal entgegen. Sie brauchen zur Ausfüllung der abgebauten starken Kohlenflöze viel Sand. Es liegt nahe, die durch Sandgewinnung bei Sersno entstehenden großen Becken zu Staubecken auszubauen. Auch für die Anreicherung der Oder selbst werden diese Becken in Frage kommen. Da außerdem bedeutende landeskulturelle Vorteile erreichbar sein würden (Siedlungsland würde frei, das verschmutzte Klodnitz-Wasser würde geklärt und Hochwasserschäden würden vermieden), so sind die Aussichten nicht ungünstig. Das Reichsverkehrsministerium wird für diesen Bau eintreten. Neben der Prüfung des Schiffahrtweges wird angestrebt, die Umschlageinrichtungen in Cosel selbst und überhaupt den Schiffahrtbetrieb zu verbessern. Die Reichsbahn beabsichtigt, die alten Kohlenkipper durch neuzeitliche Anlagen mit fahrbaren Kohlentaschen zu ersetzen. Wesentliche Erleichterungen und Beschleunigung des Beladungsgeschäftes werden davon erhofft. Ferner ist die Oderstrombauverwaltung ermächtigt worden, einen Raupenschlepper zu beschaffen, der zunächst versuchsweise ein schnelles Ein- und Ausfahren der Kähne in eine Schleuse herbeiführen soll. Eine wesentliche Betriebsverbesserung wird auch die mechanische Schleppvorrichtung an der Ranserner Schleuse durch einen endlosen Seilantrieb bringen. Außerdem ist eine zweite große Schleppzugschleuse in Ransern geplant. Diese hat besondere Bedeutung, da sie nicht nur die Leistungsfähigkeit der jetzigen Schleuse, die den zuzeiten auftretenden gewaltigen Schiffahrtstößen nicht gewachsen ist, erhöhen muß, sondern auch aus Sicherheitsgründen notwendig erscheint. Schließlich wird die Schleuse auch deshalb zu einem dringenden Bedürfnis, weil die Odersohle unterhalb Breslau in den letzten Jahren eine bedenkliche Absenkung erfahren hat. Das Reichsverkehrsministerium hofft die zunächst dem Neubau noch entgegenstehenden finanziellen Schwierigkeiten zu überwinden. Für den Schiffahrtbetrieb von höchstem Vorteil sind auch Erweiterungen und Neubauten verschiedener Brücken gewesen, z. B. über die Netze bei Driesen und bei Zantoch, ferner die Warthebrücke in Landsberg. An der Oder sind die Brücken in Tschicherzig und Leubus zu nennen und die Eisenbahnbrücken in Deutsch-Nettkow und bei Küstrin. Weitere Umbauten sind in Aussicht genommen in Oppeln und Neusalz. Auf Fragen weiterer Ausgestaltung des Oderwasserstraßennetzes übergehend, betonte der Redner gegenüber oberschlesischen Befürchtungen, daß an den Ausbau einer Kanalverbindung von Mährisch-Ostrau mit der Oder auf deutschem Gebiet erst gedacht werden könne, wenn eine Verbindung von der Donau bei Wien bis zur deutschen Grenze bei Oderberg gesichert und im Bau fortgeschritten sein würde.

Beachtung verdienen zwei von privater Seite aufgestellte Kanalentwürfe für eine Verbindung von Elbe und Oder. Beide sind noch nicht abschließend durchgearbeitet. Nur soviel läßt sich sagen, daß die Strecke Elbe—Senftenberg (Braunkohlenrevier) vielleicht wirtschaftlich vertretbar sein würde. Die zweite Linie würde dem Spreegebiet, gegebenenfalls auch der Wasserversorgung Berlins von Nutzen sein können.

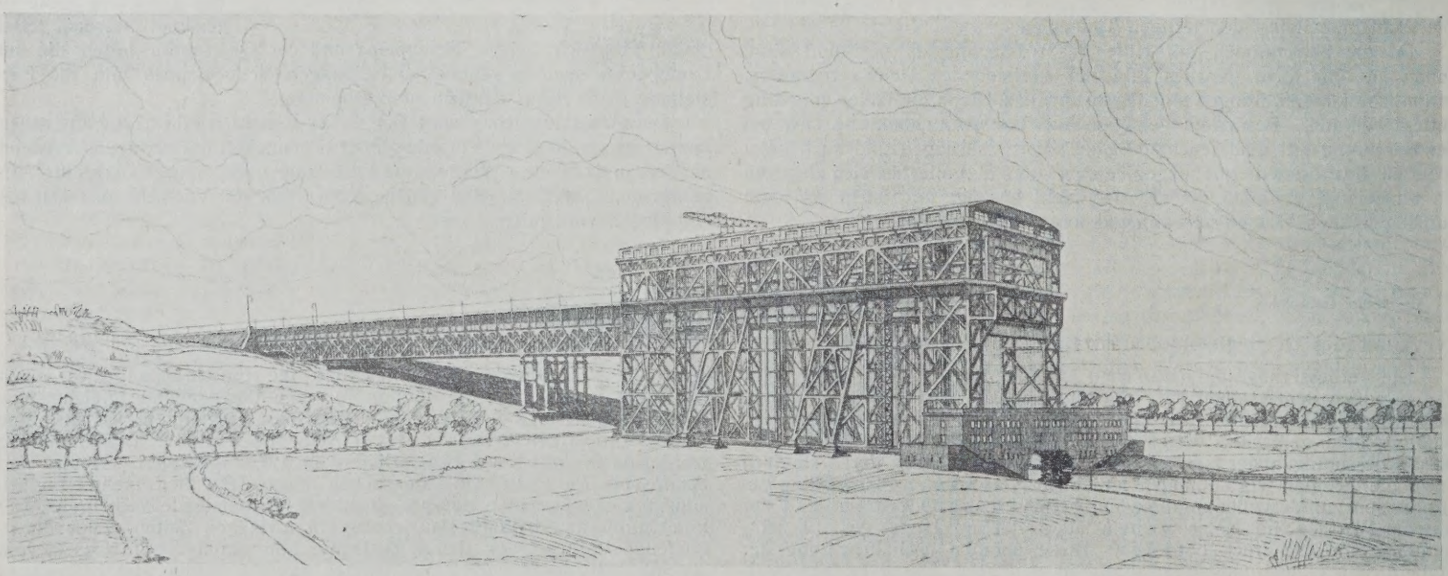


Abb. 2. Das Schiffshebewerk von Nieder-Finow.

Die Schleusen im Oder-Spree-Kanal werden auf 67,5 m verlängert werden. Die Fürstenberger Zwillingsschleuse für 1000-t-Schiffe geht ihrer Vollendung entgegen.[1]) Das geplante große Schiffshebewerk in Nieder-Finow (Abb. 2) wird ebenfalls für 1000-t-Schiffe eingerichtet werden.[2]) Falls die dafür erforderlichen Mittel rechtzeitig bereitgestellt werden, wird es voraussichtlich im Laufe der nächsten sechs Jahre fertiggestellt sein.

Die Niederungsgebiete der Netze und Warthe haben in den beiden letzten Jahren unter zu hohen Wasserständen gelitten. Die preußische Staatsregierung hat großzügige Eindeichungspläne und Hochwasserschutzmaßnahmen in Arbeit.

Im Gebiete der unteren Oder sind die auf Kosten des Reiches und von Preußen gemeinsam betriebenen Ausbauarbeiten, soweit sie der Schiffahrt dienen, im wesentlichen abgeschlossen. Die landeskulturellen Arbeiten sind noch im Gange. Die Erfahrungen der letzten Hochwasser und der durch sie an den Deichen eingetretenen Schäden werden verwertet werden.

Die zurzeit in Ausführung begriffene Verbesserung der Schiffahrtstraße Stettin—Swinemünde wird voraussichtlich Ende des Jahres 1929 fertiggestellt sein. Dann werden Seefrachtschiffe bis zu 7,5 m Tiefgang (5000 Br. Reg.-T.) den Stettiner Hafen erreichen können. Im Welthandelsverkehr spielen aber seit einer Reihe von Jahren Schiffe bis zu 8000 Br. Reg.-T. die ausschlaggebende Rolle. Um solchen auch bei Niedrigwasser sicheren Zugang nach Stettin zu ermöglichen, muß eine weitere Vertiefung geschaffen werden. Der erste Teilbetrag hierfür soll bereits in den Reichshaushalt für 1928 eingestellt werden.

Der Verkehr bei Breslau zeigt Abhängigkeit von der Wasserführung. Die letzten Jahre brachten einen beachtenswerten Anstieg. Besonders erfreulich ist der Verkehrszuwachs in Maltsch. Vor dem Kriege bildete die Oder-Weichsel-Wasserstraße (untere Warthe und Netze) als einzige Verbindung nach dem Osten eine Hauptwasserstraße mit regem Verkehr, der durch die neuen Schleusen im Czarnikauer Bezirk und den Ausbau der freien Netze unterhalb Kreuz, Arbeiten, die im Anfang des Krieges vollendet wurden, noch weiter gehoben werden sollte. Nach dem Kriege schlief der Verkehr auf Warthe und Netze fast ganz ein. Erst nach und nach zeigt sich wieder etwas Leben, die letzten Jahre brachten erfreuliche Fortschritte. Allerdings sind diese wohl in der Hauptsache auf den starken Holztransport (Eulenfraßholz) zurückzuführen. Es muß damit gerechnet werden, daß nach der Beendigung dieser Massentransporte der Verkehr wieder zurückgehen wird. Dieser Rückgang wird sich auch im Landsberger Hafengebiet bemerkbar machen, so daß dann wieder die jetzt vorhandenen städtischen Hafenanlagen voraussichtlich ausreichen würden. — In ihrer Bedeutung als Verbindung mit Ostpreußen ist die Oder-Weichsel-Verbindung leider sehr zurückgegangen, obwohl gelegentlich einzelne Schiffer festgestellt haben, daß der Verkehr technisch möglich ist.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 43 u. 45, insbes. S. 653.
[2]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 23.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. Dezember erschienene Heft 24 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: W. Petry: Prof. Dr. Kleinlogel 50 Jahre alt. — Dipl.-Ing. L. Kármán: Neuere Ingenieurbauten in Belgien. — Dipl.-Ing. Alexander Steiner: Entlastungsbau eines Kuppelwasserbehälters in Alexandrien. — Paul P. Santo Rini: Pilzbehälter mit Stockwerkrahmenstützung nebst Zahlenbeispiel zur Berechnung eines Stockwerkrahmens. — Dipl.-Ing. Karl Susok: Formeln zur praktischen Berechnung der Biegebeanspruchung in kreisrunden Behältern mit linear veränderlichen Wandstärken.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 24. Dezember ausgegebene Heft 24 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Martin Kremmer: Neue Fassaden vor alten Bauten. — Architekt Lebrecht Schmidt: Wohnhausgruppen in Berlin-Lankwitz. — Ingenieur A. Schacht: Selbsttätige Wasserversorgung vereinzelt liegender Wohnhäuser.

Geheimrat Krohn 75 Jahre alt. Der Altmeister des deutschen Eisenbrückenbaues, Geheimer Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. ehr. Reinhold Krohn beging am 25. November d. Js. seinen 75. Geburtstag. Geboren 1852 in Hamburg, studierte er 1869 bis 1873 in Karlsruhe und war dann bei verschiedenen Hamburger Behörden und Baubureaus, insbesondere als Brückenkonstrukteur tätig. Von 1876 an war er an der Technischen Hochschule Aachen Assistent der Professoren Intze und Stahl. Bald aber übernahm Krohn eigene Vorlesungen über „Bewegliche Brücken“, „Theorie der statisch unbestimmten Fachwerke“ und „Graphische Statik“; 1881 wurde er zum Professor ernannt. Nebenher betätigte er sich als Zivilingenieur. Nachdem er von 1884 bis 1886 in Nordamerika das Studium des praktischen amerikanischen Brückenbaues betrieben, trat er zunächst als Oberingenieur bei der Gutehoffnungshütte in Sterkrade ein, um später als Direktor der dortigen Brückenbauanstalt fast 18 Jahre lang eine fruchtbare vielseitige Tätigkeit zu entfalten. Die Leistungsfähigkeit der Sterkrader Brückenbauanstalt hob sich unter Krohns vorbildlicher Leitung von Jahr zu Jahr. Sein Verdienst ist es, mit Meisterwerken wie den Rheinbrücken bei Bonn und Düsseldorf dem Bau großer eiserner Bogenbrücken in Deutschland neue Wege geebnet zu haben. Neben Mehrtens und Kintzlé verdanken wir ihm (1891) auch die Einführung des Flußeisens in den deutschen Brückenbau.

1904 wurde Krohn als Professor für Statik und Brückenbau an die damals neu eröffnete Technische Hochschule Danzig berufen, wo er noch heute in voller Rüstigkeit erfolgreich wirkt. Gleich nach seinem Antritt wurde er zum Geheimen Regierungsrat ernannt und später als Vertreter der Hochschule Danzig durch Allerhöchstes Vertrauen in das preußische Herrenhaus berufen. Die Technische Hochschule Aachen verlieh ihm die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber.

Möge dem allverehrten, hochverdienten Meister seines Faches, den „Die Bautechnik“ mit Stolz zu seinen Mitarbeitern zählen darf, ein ungetrübter Lebensabend beschieden sein! Ls.

Dr.-Ing. **Bohny 60 Jahre alt.** Baurat Dr.-Ing. Bohny, Direktor der Brückenbauanstalt der Gutehoffnungshütte, vollendet am 30. Dezember sein sechzigstes Lebensjahr. Diese Tatsache wird die meisten seiner Fachgenossen überraschen; sie werden nicht geglaubt haben, daß dieser jugendlich aussehende, tatkräftige und lebensfrohe Mann schon sechzig Jahre alt wird. Wenn sie aber sein Lebenswerk überblicken, werden ihnen die sechzig Jahre nicht mehr verwunderlich erscheinen.

Bohny wurde am 30. Dezember 1867 zu Steinen in Baden geboren. Seine Eltern siedelten im Jahre 1878 in die Schweiz über. Nach dem Besuch der Oberrealschule in Basel bezog Bohny das eidgenössische Polytechnikum in Zürich, das er im Jahre 1890 nach der Abschlußprüfung verließ. In den Jahren 1890 bis 1901 war er als Ingenieur im Brückenbaubureau der Maschinenbau-Aktiengesellschaft Nürnberg tätig. Hier konnte er beim Bau der großen Talbrücke bei Müngsten und der Rheinbrücke bei Worms seine Begabung und sein Können zeigen. In der Zeit von 1901 bis 1906 war Bohny Oberingenieur der Brückenbauanstalt Gustavsburg. In dieser Stellung beschäftigte ihn neben vielen anderen großen Arbeiten namentlich der Wettbewerb um die große Brücke über den Hafen in Sydney, das er aus diesem Anlaß persönlich besuchte. In dieser arbeitsreichen Zeit holte Bohny auch die deutsche Diplomingenieurprüfung in Darmstadt nach und erwarb sich im Jahre 1905 auf Grund der bekannten ausgezeichneten Arbeit „Theorie und Konstruktion versteifter Hängebrücken“ den Grad eines Dr.-Ing. Im Januar 1907 trat er zur Gutehoffnungshütte über, deren weltbekannter Brückenbauanstalt er nun schon 20 Jahre vorsteht. Unter seiner Leitung sind in dieser Zeit viele bedeutende, schöne und schwer zu erbauende Brücken im In- und Auslande und andere Eisenbauten aus der Brückenbauanstalt in Sterkrade hervorgegangen. Es seien nur die Rheinbrücken in Köln und bei Engers, die Hochbrücke über den Nordostseekanal bei Rendsburg, die Straßenbrücke über den Rhein bei Wesel und aus jüngster Zeit die ganz in der Nähe der letzteren liegende Eisenbahnbrücke über den Rhein erwähnt.

In einer Fülle von Aufsätzen in der Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, in der Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover, im Zentralblatt der Bauverwaltung, in der Schweizerischen Bauzeitung, in „Stahl und Eisen“, im „Eisenbau“, im „Bauingenieur“ und in der „Bautechnik“ hat Bohny brennende Fragen des Eisenbaues theoretischer und praktischer Art behandelt und dadurch den Eisenbau kräftig gefördert. Große Verdienste hat er sich um die Einführung hochwertiger Stähle im Brückenbau erworben; es sei nur an seine Abhandlungen über Nickelstahl im Eisenbrückenbau und an seine Versuche mit Druckstäben aus Nickelstahl erinnert. Im „Ausschuß für Versuche im Eisenbau“ hat er tatkräftig mitgearbeitet und manche Anregung für die Durchführung neuer Versuche und für die Klärung mancher noch dunkler Frage im Eisenbau gegeben. An der Bearbeitung der „Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken“ und der „Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken“ hat Bohny großen Anteil.

Wir Fachgenossen schätzen in Bohny den tatkräftigen Führer im Brücken- und Ingenieurhochbau, aber auch den Menschen, der nach getaner Arbeit alle durch seinen Humor und Frohmut entzückt.

Möchte ihm der Erfolg im Berufe weiter zur Seite stehen und möchte ihm sein glückliches Familienleben, das wohl die Grundlage für seine überaus frohe Lebensauffassung ist, erhalten bleiben. Wir Fachgenossen wünschen ihm das aus Zuneigung zu seiner Person, nicht zum mindesten aber auch im Interesse des deutschen Brückenbaues. Schaper.

Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel 50 Jahre alt. Am 16. Dezember d. Js. vollendete der rühmlich bekannte Eisenbetonforscher Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel in Darmstadt sein fünfzigstes Lebensjahr. Gebürtig aus Wildbad (Württemberg), arbeitete er 1895/96 praktisch in der Maschinenfabrik Geislingen und studierte darauf an der Technischen Hochschule Stuttgart. Im Mai 1900 legte er die erste Staatsprüfung ab. Vom Oktober 1902 ab beschäftigte er sich mit dem Studium der Theorie des Eisenbetonbaues und der bis dahin durchgeführten Versuche, 1903 stellte er selbst Versuche an über die Dehnungsfähigkeit von Eisenbeton, deren Ergebnisse niedergelegt sind in dem Forscherheft I aus dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaues. Vom Januar 1904 ab war er Ingenieur bei Wayss & Freytag A.-G. in Neustadt a. d. H., 1907 und 1908 dasselbe bei Prof. Mörsch in Zürich, 1909/10 Oberingenieur bei Wayss & Freytag.

1910 erwarb Kleinlogel die Würde eines Doktor-Ingenieurs an der Technischen Hochschule Dresden durch die Arbeit „Über das Wesen und die wahre Größe des Verbundes zwischen Beton und Eisen“. 1910/11

war er Oberingenieur bei der Firma Johann Odorico in Dresden. Im Frühjahr habilitierte er sich als Privatdozent für Beton- und Eisenbetonbau in Hoch- und Tiefbau an der Technischen Hochschule Darmstadt mit der Arbeit: „Über meine Versuche mit umschnürtem Beton". 1912 gründete er ein eigenes Ingenieurbureau für Beton- und Eisenbetonbau in Darmstadt. Im Januar 1919 erhielt er (vom Hessischen Landesbildungsamte) den Titel Professor.

Seit dem 1. Juli 1922 ist er nebenberuflich — als Nachfolger von Dr. F. Emperger — als Hauptschriftleiter der Zeitschrift „Beton u. Eisen" tätig. Er ist, außer durch Vorträge, Gutachten und zahlreiche Zeitschriftenaufsätze, vor allem bekanntgeworden durch seine fachliterarischen Arbeiten in Buchform, insbesondere durch die im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn erschienenen Werke:

Rahmenformeln, 5. Aufl., 1925,
Veranschlagen von Eisenbetonbauten, 3. Aufl., 1926,
Einflüsse auf Beton, 2. Aufl., 1925,
Mehrstielige Rahmen, 2. Aufl., 1927,
Bewegungsfugen, 1927,
mehrere Kapitel des Handbuches für Eisenbetonbau, 2. u. 3. Aufl.

Wir sprechen dem erfahrenen Fachmanne, dem fleißigen Forscher und dem verdienstvollen Leiter der Zeitschrift „Beton u. Eisen" unseren aufrichtigen Glückwunsch zur Vollendung des 50. Lebensjahres aus. Möge es ihm vergönnt sein, noch eine lange Reihe von Jahren zum Nutzen seines Faches zu schaffen! L.

Geheimrat Volk in den Ruhestand getreten. Am 1. Dezember 1927 ist der Ministerialrat im Reichsverkehrsministerium, Geh. Baurat Volk in den Ruhestand getreten. Seine Haupttätigkeit, die er beim Dortmund-Ems-Kanal begann, war der Kanalbau. Nach Fertigstellung des genannten Kanals wurde er 1905 zum Bau des Rhein-Herne-Kanals herangezogen, dessen Entwurf- und Bauarbeiten er fast 10 Jahre lang leitete, so daß sie bei Beginn des Krieges planmäßig beendet waren. 1917 wurde er als Vortragender Rat in das preußische Ministerium der öffentlichen Arbeiten berufen, aus dem er später in den Reichsdienst übertrat. Neben seinem Referat des Elbegebietes leitete er hauptsächlich die Entwurfsarbeiten für die Vollendung des Mittellandkanals. Vor seinem Ausscheiden aus dem Reichsdienst war es ihm noch möglich, die Bauarbeiten für diesen Kanal, über die wir nach seinem Vortrage in der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieure in der „Bautechnik" 1927, Heft 50, berichtet haben, in Gang zu bringen und damit das große Werk wesentlich zu fördern. L.

Die 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (e. V.) wird am 22., 23. und 24. März 1928 in München stattfinden.

Das zweite Ausbaujahr der bayerischen Staatsstraßen. Der planmäßige Ausbau der bayerischen Staatsstraßen für ihre Anpassung an den neuzeitlichen Verkehr begann 1926. Nach einem Berichte von Ministerialrat Vilbig, München, in der „Verkehrstechnik" 1927, Heft 38, war damals vorgesehen, von den im Haushaltjahre 1926 verfügbaren Mitteln in der Gesamthöhe von 23,7 Mill. R.-M. einen Betrag von 8,4 Mill. R.-M. zur Herstellung von rd. 762 km neuzeitlichen Straßendecken (25,2 km in schwerer, 28,6 km in mittelschwerer und 708 km in leichter Bauweise) und einen Betrag von 6,5 Mill. R.-M. zur Beseitigung von Verkehrshindernissen zu verwenden. Der Restbetrag von 8,8 Mill. R.-M. war für regelmäßige Unterhaltungsarbeiten, für Verzinsung und Tilgung der Anleihe (10 Mill. R.-M.), für Maschinen, Geräte usw. bestimmt. Die endgültige Feststellung nach Abschluß des Haushaltjahres 1926 ergab, daß der Anteil Bayerns an der Kraftfahrzeugsteuer um rd. 673 000 R.-M. hinter dem Voranschlage zurückblieb. Bei einem Anteil der Staatsstraße mit $^7/_{10}$ minderten sich damit die für die Staatsstraßen verfügbaren Mittel um rd. 471 000 R.-M. auf rd. 23,2 Mill. R.-M.

Neuzeitliche Decken wurden auf insgesamt 917,2 km Straßen erstellt, und zwar:

4,5 km	Großpflaster	zusammen 29,3 km in schwerer Bauweise,
19,5 „	Kleinpflaster	
4,3 „	Betondecken	
1,0 „	Riesenschotterdecken	
54,1 „	Beläge in Teer und Asphalt, davon 13,3 km Teerasphaltdecken nach Bauweise Sager & Woerner	mittelschwere Bauweise,
521,8 „	alte Walzdecken mit Oberflächenbehandlung	zusammen 833,8 km in leichter Bauweise.
294,8 „	neue Walzdecken mit Oberflächenbehandlung	
17,2 „	Wasserglas-(Silikat-)Decken,	

Im Zusammenhange mit dem Ausbau der Decken, meist sogar als Voraussetzung hierfür, wurden im Jahre 1926 als besonders dringlich insgesamt rd. 143,6 km Strecken mit Verkehrshindernissen umgebaut, das sind 4,2 % der rd. 3442 km Staatsstraßen, bei denen sich die Notwendigkeit dazu im Laufe der Zeit wegen zu geringer Breite oder zu großer Steigungen, wegen Unübersichtlichkeit usw. ergeben hatte. Im einzelnen war die vorwiegende Ursache des Umbaues bei

a) 26,7 km: feuchte Lage oder schlechte Untergrundverhältnisse;
b) 22,5 „ : ungünstige Krümmungen und unübersichtliche Stellen;
c) 8,9 „ : übermäßige Steigungen;
d) 0,8 „ : besondere Verkehrshindernisse, Bahnkreuzungen usw.;
e) 84,7 „ : ungenügende Breite.

Vilbig behandelt alsdann die Pflasterdecken, für die er Kleinsteinpflaster als das Gegebene bei großem Verkehr und bei Steigungen über 5 % bezeichnet, ferner die Betonstraßen und die verschiedenen Bitumen-, Teer- und Teerasphaltdecken, auf die an dieser Stelle nicht weiter eingegangen sei, sowie die Oberflächenbehandlung alter, noch in gutem Zustande befindlicher und neuer Straßen. Als bemerkenswert seien davon hier die Erfahrungen mit Wasserglas-(Silikat-)Decken erwähnt, von denen im Jahre 1926 rd. 17 km erstellt wurden. Es besteht danach vorerst kein Anreiz, sie 1927 in größerem Umfange anzuwenden: Die meisten ausgeführten Decken mußten durch Oberflächenteerung vor weitergehender Zerstörung, mit der selbstverständlich auch ziemliche Staubentwicklung auftritt, geschützt werden.

Die bayerische Staatsbauverwaltung verwendet nach dem derzeitigen Stande ihrer Erfahrungen vorzugsweise:

1. als schwere Bauweise: Pflaster- und Betondecken,
2. als mittelschwere Bauweise: Topeka- und Teerasphaltmakadamdecken in normaler Stärke von 5,5 cm,
3. als leichte Bauweise:
   a) Teerasphaltmakadamdecken in normaler Stärke 5,5 cm und als Teppichbeläge von 1,5 bis 4,0 cm,
   b) Walzdecken mit Oberflächenbehandlung.

Der Hudson-Tunnel, über dessen Bau „Die Bautechnik" wiederholt berichtet hat[1]), ist am 13. November 1927 dem Verkehr übergeben worden. Der Tunnel, der nach dem inzwischen verstorbenen Ingenieur Clifford M. Holland den Namen „Holland-Tunnel" erhalten hat, soll im wesentlichen den Autoverkehr zwischen New York und New Jersey vermitteln; seine Baukosten haben sich auf rd. 48 Mill. Dollar belaufen; die Bauzeit betrug 7 Jahre.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. (30) Einsturz einer Betonstützmauer. Auf dem hinteren Teile eines unbebauten Hausgrundstücks sollte ein unterirdischer Lagerkeller erbaut werden. Zu dem Zwecke wurde unter Leitung des nicht bausachverständigen Grundeigentümers ohne Einholung einer Baupolizeierlaubnis auf drei Seiten des Kellers in einer 4 m tiefen schlitzartigen Baugrube zuerst eine Betonmauer von 40 cm Stärke und 4 m Höhe ohne Eiseneinlagen als Umfassungswand hergestellt. Die Seite nach der Straße zu blieb offen. Während die eine Seitenmauer an einen gleichen Hofkeller auf dem Nachbargrundstück grenzte, der von demselben Eigentümer in gleicher Weise erbaut worden war, hatten die Rückwand und die andere, 24 m lange Seitenwand nach dem Ausschachten des Bodens aus dem künftigen Kellerraum den Erddruck von dem Nachbargrundstück aufzunehmen. Da die dünnen Wände hierzu ohne Verspannung durch eine Decke nicht imstande waren, wurden von der mit dem Bau der Decke beauftragten Baufirma zur Versteifung der Rückwand jedesmal nach Aushub eines Abschnittes senkrecht zu der Rückwand kurze Querwände hergestellt. Die Seitenwand stützte der Eigentümer während der von ihm selbst geleiteten Aushubarbeiten gegen den Erddruck mit 10 bis 15 cm starken Steifen in 1 m Abstand.

Als etwa sieben Monate nach Herstellung der Mauer die Aushubarbeiten an dieser Seitenwand mit Ausnahme eines Stückes von rd. 4 m am straßenseitigen Ende bis zur vollen Tiefe gediehen waren, stürzte die Mauer mit Ausnahme dieses Stückes von 4 m Länge um und erschlug einen der in der Nähe der Mauer beim Aushub beschäftigten Arbeiter.

Wie die alsbald vorgenommene Untersuchung ergab, bestand die Hinterfüllung der Mauer aus feinem Sand, der einen sehr flachen Böschungswinkel hatte, was auf einen sehr großen Erddruck schließen läßt. Die verwendeten Steifen waren unzureichend gewesen. In dem Beton waren zahlreiche alte Betonbrocken eingebettet, wie sie beim Aufreißen des Betonbettes von Straßen gewonnen werden. Der Beton hatte ein Mischungsverhältnis von 1 R.-T. Portlandzement zu 5 R.-T. mittelfeinem gemischtkörnigen Sand. Der Sand enthielt zu wenig grobe Bestandteile. Der Wasserzusatz war, wie aus der starken Wasseraufnahme der Probestücke (27 Raumprozente) geschlossen wurde, zu groß gewesen. Die Druckfestigkeit der aus dem Mauerbeton entnommenen Probekörper betrug im Mittel nur 92,2 kg/cm².

Als Grund des Einsturzes war in erster Linie die zu schwache Versteifung anzusehen, nach deren Nachgeben die ohne Versteifung nicht standsichere Mauer umfallen mußte. In zweiter Linie war die unsachgemäße Ausführung der Mauer an dem Unfall schuld.

Der Eigentümer hatte die Mauer mit fünf bis sechs selbst angeworbenen Arbeitern und zwei von einem Maurermeister zur Verfügung gestellten Leuten, darunter einem Maurer, ausgeführt, wobei er selbst alle Anweisungen über das Mischungsverhältnis, die Zuschlagstoffe und die Verwendung der Betonbrocken gab. Die Aushub- und Absteifungsarbeiten führte er ebenfalls mit von ihm angeworbenen Leuten selbst aus. Er hatte die Arbeiter beim Ausschachten, zuletzt noch wenige Minuten vor dem Unfall, aufgefordert, nicht in der Nähe der Mauer zu arbeiten, ihm war also der gefahrdrohende Zustand der Mauer bekannt.

In dem gegen den Maurermeister und den Eigentümer eingeleiteten Strafverfahren wurden beide vom Schöffengericht wegen fahrlässiger Tötung verurteilt. Die Schuld des Maurermeisters sah das Gericht darin, daß er für die ohne Baupolizeierlaubnis erfolgende Ausführung eines derartigen Bauwerks einem Laien Leute zur Verfügung gestellt habe. Die Tatsache, daß der Eigentümer die Arbeiter gewarnt hatte, befreie ihn nicht von der Verantwortung für die unter seiner ausschließlichen Leitung erfolgte mangelhafte Ausführung der Mauer und der Versteifung.

In Verfolg der gegen dieses Urteil eingelegten Berufung wurde der Maurermeister freigesprochen, da er weder für die Errichtung der Mauer noch für die Aussteifungs- und Ausschachtungsarbeiten verantwortlich sei.

Dagegen wurde die gegen den Eigentümer ausgesprochene Verurteilung in zweiter und dritter Instanz aufrechterhalten. We.

[1]) Siehe „Die Bautechnik" 1925, Heft 1, S. 12; 1927, Heft 48, S. 711.

Einsturz beim Zusammenbau einer Mississippi-Brücke. Nach einer Meldung in Eng. News-Rec. vom 29. September 1927 ereignete sich beim Bau der über vier Stromöffnungen von 95,70 m und zwei Endöffnungen von 45,74 und 124,97 m gespannten Eisenfachwerkbrücke über den Mississippi bei Ohio Falls am 6. September während der vom Westufer aus durchgeführten Montage ein schwerer Unfall. Wie Abb. 1 u. 2 zeigen, hatte man den Überbau der westlichen Landöffnung bereits eingeschoben, mit dem Nieten der Anschlüsse begonnen und auch das nächste Tragwerk bereits zu $^2/_3$ fertiggestellt, als die beiden — in Abb. 1 sichtbaren — behelfsmäßigen Montagejoche aus Eisenfachwerk auswichen und der ganze Überbau in den Strom stürzte.

Die Arbeiten wurden in der Weise ausgeführt, daß man das Tragwerk über die eben genannten Montagejoche allmählich auskragte bis zum nächsten Joch bezw. zum nächsten Brückenpfeiler. Jedes Joch war für die Dauer des Baues gegen den benachbarten Pfeiler verankert.

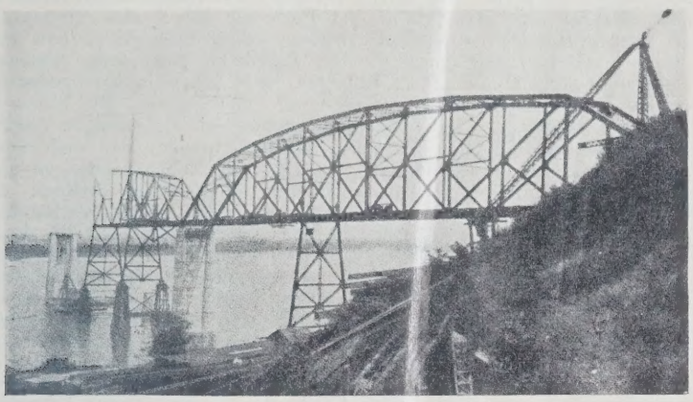


Abb. 1.

Abb. 2.

Nach dem Bericht von E. E. Howard von der Firma Harrington, Howard & Arch in Kansas City, die die Entwurfsarbeiten ausgeführt hat, geschah der Unfall wie folgt: Das Strombett zwischen den Brückenpfeilern 1 und 2 — in den Abbildungen beide sichtbar — wird zum großen Teil aus Tonschiefer ohne weitere Deckschicht gebildet. Der Unterbau der Joche bestand aus gruppenweise zusammengefaßten starken, mit Eisenspitzen beschlagenen Holzpfählen, die auf die harte Flußsohle aufgesetzt und über der Wasserlinie nach allen Richtungen hin versteift waren, unter Wasser bis zur Sohle jedoch ohne Verstrebung waren. Schon einige Tage vor dem Unfall wurde beobachtet, daß diese Pfahlfundamente aus ihrer richtigen Lage verschoben waren, und man war dabei, durch Spannseile eine weitere Verankerung herzustellen, als der Einsturz stattfand.

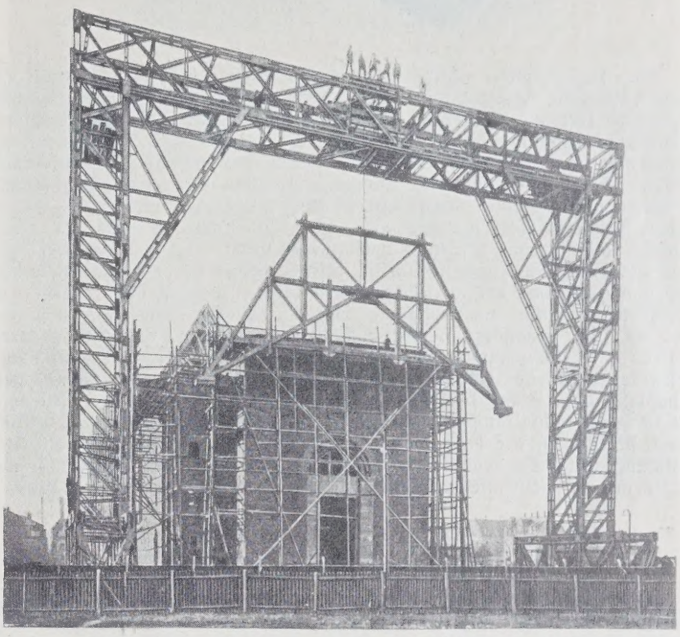
Es ist also anzunehmen, daß die Unterstützung des vordersten Joches ins Rutschen kam oder auswich, dieses Joch zunächst umstürzte, alsdann das andere derselben Öffnung, das nunmehr zu stark belastet war, nachfolgte und darauf das in Ausführung befindliche Tragwerk der zweiten Öffnung gemäß Abb. 2 in den Strom fiel. Auch der Vertreter der ausführenden Eisenbaufirma ist der Ansicht, daß die nicht genügend in den Boden eingedrungenen Pfahlunterbauten ausgewichen sind und so den Anlaß zu dem Einsturz gegeben haben. Ki.

Beitrag zur Berechnung gekrümmter Träger. Zu diesem in der „Bautechnik“ 1927, Heft 46, S. 676, veröffentlichten Aufsatze teilt Herr Prof. Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz, der in Heft 255 der Forschungsarbeiten des Vereines deutscher Ingenieure das Problem des Kreisträgers erschöpfend behandelt hat, hinsichtlich der Anwendbarkeit der von mir entwickelten Formeln auf den I-förmigen Querschnitt u. a. folgendes mit:

„Das Besondere beim I-Eisen ist eben, daß ein Drehmoment nicht nur Torsionsspannungen, sondern auch Flanschbiegung hervorbringt; die von den Flanschmomenten verursachten Biegespannungen addieren sich zu den von den Hauptbiegemomenten verursachten algebraisch und beeinflussen die Ergebnisse so erheblich, daß die bisherigen Formeln auch nicht angenähert benutzt werden können“.

Dies war mir bei der Abfassung meiner Abhandlung wohl bekannt. Trotzdem habe ich die I- und ⊏-förmigen Querschnitte mit einbezogen, ohne diese Erkenntnis bei der Entwicklung der Formeln zu berücksichtigen. Die Berücksichtigung hätte zu sehr schwierigen Rechnungen geführt. Immerhin glaube ich, daß die Formeln auch für diese Querschnitte in der Praxis gute Annäherungswerte liefern, insbesondere da es für eine derartige Trägerform bisher keine Formeln gab. Ich habe durch Einarbeitung der Föpplschen Versuchsergebnisse das Verfahren bereits verbessert. Im übrigen baut es sich auf der bekannten Abhandlung von M. Koenen auf, nach dessen Formeln in der Praxis seit vielen Jahren gerechnet wird, und die sich als ausreichend und brauchbar erwiesen haben. J. Hailer.

Ein Meisterwerk neuzeitlicher Holzbautechnik ist nach einem Bericht in den V. D. I.-Nachrichten 1927, Heft 42, die Aufstellung der Hauptbinder für die vor kurzem vollendete Friedenskirche in Nürnberg, da die rd. 10 000 kg schweren Binder nicht mehr frei aufgestellt werden konnten. Um nicht das Kirchenschiff vollkommen einrüsten zu müssen, wurde das in der Abbildung wiedergegebene fahrbahre Gerüst hergestellt, mittels dessen man die Binder aufziehen und versetzen konnte. Da ein



Ein hölzerner Portalkran von 30 m Höhe und 35 m Stützweite.

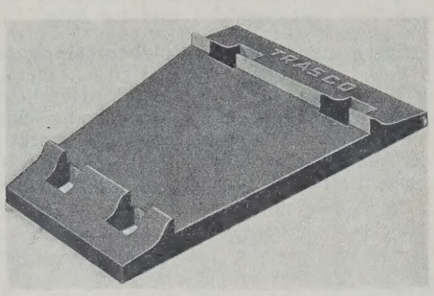
eiserner Kran von den erforderlichen Abmessungen nicht vorhanden war, wurde der Portalkran mit einer Stützweite von 35 m bei einer Höhe von 30 m und einer Tragkraft von 10 000 kg in Holz errichtet (s. Abb.).

Gegen den seitlichen Winddruck war eine Abspannung mit Drahtseilen nötig, da die Breitenausbildung des Fußes wegen Platzmangels beschränkt war. Um die Wirkung der Fußgelenke einwandfrei zu erhalten, ruht der Kran auf jeder Seite auf einer Schiene und wird mit Winden fortbewegt. Die wirkliche Durchbiegung des Brückenträgers beträgt nur 5 bis 6 cm, also rd. $^1/_{600}$ der Stützweite, während man bei Eisenkonstruktion im allgemeinen mit einer Durchbiegung von $^1/_{300}$ rechnet. Besonderer Wert wurde darauf gelegt, daß keine Drücke senkrecht zur Faser auftreten, zum Zwecke, den Einfluß des Arbeitens des Holzes auf die Konstruktion auszuschalten. Zur Verbindung der einzelnen Stäbe dienten Stahlstifte von 10 mm Durchm., in genau vorgebohrte Löcher eingeschlagen, so daß Spaltungen des Holzes vermieden wurden. Insgesamt sind etwa 12 000 Stahlstifte verwendet worden, und ebenso viele Löcher gebohrt. Es kam durchweg Föhrenholz zur Verwendung in einer größten Stärke von 10/10 cm, insgesamt 60 m^3.

Nachdem der Kran auf dem Werkplatz fertiggestellt, ergaben sich schon beim Transport Schwierigkeiten. Die Unterführungen auf dem Wege zur Baustelle hatten eine Lichthöhe von kaum 4 m, deshalb mußten besondere Aufhängevorrichtungen hergestellt werden, die es ermöglichten, die Konstruktionsteile dergestalt zu befördern, daß ihre Unterkante nur 20 cm von der Straßenoberfläche entfernt war. Der gesamte Transport mußte nachts vor sich gehen, da einzelne Bauteile Abmessungen bis zu 25 m Länge, 5,50 m Breite und 3,60 m Höhe hatten. Die Aufstellung geschah mit Hilfe eines Differentialflaschenzuges von 10 t Tragkraft an etwa 15 m hohen Hilfsständern. Die beiden Querträger wurden einzeln an den Ständern aufgezogen. Die noch fehlenden Windverbände und Hauptstreben wurden sodann frei eingebaut.

Schienenunterlegplatten in Trapezform. Ein amerikanisches Lieferwerk für Oberbauteile hat nach Railway Age, Vol. 83, 1927, Nr. 5, eine Unterlegplatte für Eisenbahngleise herausgebracht, bei der sie von der bisher allgemein für solche Platten üblichen rechteckigen Form abweicht; sie gibt, wie die umstehende Abbildung zeigt, ihren Platten Trapezform und will damit erreichen, daß die Mittelkraft aus der Belastung der Schiene

durch den Schwerpunkt der Unterlegplatte geht. Sie glaubt, bei dieser Grundrißform an Stärke der Platte sparen zu können, weil dadurch eine günstigere Beanspruchung der Platte erreicht wird. Ferner wird behauptet, eine Trapezplatte von beispielsweise 23 cm Länge (quer zur Gleisrichtung) und 20 cm Breite außen und 13 cm Breite innen sei in bezug auf die Belastung der Schwelle gleichwertig einer rechteckigen Platte von 25 cm Länge, bei der die Schienenachse 13 mm außerhalb der Längsachse der Platte liegt, und man könne infolgedessen durch Verwendung der Trapezplatte eine Ersparnis an Eisengewicht von 25 % erzielen.



Die Trapezplatten werden von einem gewalzten Flacheisen mit erhöhten Rändern abgeschnitten. Damit nicht infolge des schrägen Schnitts dreieckige Teile als Abfall entstehen, müssen die beiden Kanten der Platte gleichartig ausgebildet sein. Die Kante, die bei der einen Platte außen zu liegen kommt, muß bei den neben ihr ausgeschnittenen Platten im Gleis innen liegen. Es können also nur Doppelrandplatten für senkrecht stehende Schienen in Trapezform hergestellt werden, wenn man nicht einen erheblichen Abfall in Kauf nehmen will. Über die Frage, ob man die meist übliche Neigung der Schienen nach innen unter 1:20 beibehalten soll, sind die Meinungen geteilt, und es dürften daher nur geringe Bedenken dagegen bestehen, daß die Trapezplatte diese Neigung nicht zuläßt. In Weichen verzichtet man ohnehin auf die Schrägstellung der Schienen, und da hier besondere Beanspruchungen auftreten, könnte man daran denken, die Verwendung der Trapezplatte auf Weichen zu beschränken. Schwerer wiegt der Nachteil, daß man die Trapezplatte nur als Doppelrandplatte ohne Abfall herstellen kann, daß man also keine den Schienenfuß übergreifende Krampenleiste anbringen und auch kaum Bauarten wählen kann, bei denen, wie es die neuzeitliche Oberbautechnik fordert, die Befestigungsmittel der Schiene auf der Platte von denen zur Verbindung der Platte mit der Schwelle getrennt sind. Wkk.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Die Eisenbahnbrücke bei Wesel über den Rhein. In der „Bautechnik" 1927, Heft 46/47, bringt Herr Reichsbahnoberrat Krabbe eine Beschreibung der neuen Weseler Rheinbrücke, die als Rhombenfachwerk ausgeführt ist. Er bemerkt unter Hinweis auf meine Abhandlung „Über die Erhöhung der zulässigen Materialinanspruchnahme eiserner Brücken,"[1]) daß die von mir dort aufgestellte Behauptung, daß gewisse mehrfache Fachwerke, worunter auch das Rhombenfachwerk zu zählen ist, in der Regel große Nebenspannungen haben, unwahrscheinlich sei, und führt hierfür mehrere Gründe an, so den Vergleich des Rhombenfachwerkes mit den Spannungstrajektorien eines vollwandigen Balkens, die Messungen an der Rheinbrücke von Thusis, die auch ein Rhombenfachwerk ist, und eine Arbeit des Herrn Christiani. Ich bemerke hierzu, daß ich in der erwähnten Abhandlung bereits den mindernden Einfluß der Gurtsteifigkeit auf die theoretisch ermittelten Nebenspannungen erwähnt und diesen Einfluß in einem späteren Aufsatze „Die großen Arbeiten der Schweizer Brückenbauingenieure auf dem Gebiete der Nebenspannungen"[2]) an Fachwerken mit Hilfsständern rechnerisch nachgewiesen und in einfache Formeln gebracht habe. Schon 1919 wurden in meiner Arbeit eine Reihe von Umständen angeführt, die auf die Nebenspannungen mindernd einwirken, so daß ich durchaus nicht etwa der Meinung war und bin, daß in Rhombenfachwerken immer große Nebenspannungen vorhanden sein müssen. In einem besonderen Aufsatze werde ich zeigen, daß es nicht berechtigt ist, aus den von Herrn Reichsbahnoberrat Krabbe angeführten Gründen etwa zu schließen, daß Rhombenfachwerke immer günstig wirken müssen. Die Ähnlichkeit mit den Spannungstrajektorien ist nur eine sehr äußerliche; die Obergurte der Rheinbrücke bei Thusis, an denen allein gemessen wurde, haben eine große Steifigkeitsziffer, und die Messungsergebnisse waren nicht besonders günstig. Die Arbeit von Christiani behandelt einen Sonderfall mit denkbar günstigsten Annahmen, und die Rheinbrücke bei Wesel, die gewiß für die gegebene Belastung keine zu großen Nebenspannungen haben wird, ist mit recht steifen Stäben ausgebildet, schon weil sie doppelgleisig und für schwerste Belastung (N-Zug) berechnet ist. Auch wirken mit dem Untergurt 4 sehr steife Längsträgerstränge, die den größten Teil der Verbiegungen des Gurtes mitmachen müssen, mildernd mit. Herr Krabbe war so liebenswürdig, mir die Ergebnisse tatsächlicher Punktbelastungen an der Weseler Brücke zu senden, die nach der Drucklegung seines Aufsatzes gewonnen wurden und die in diesem ungünstigsten Falle doch schwache Wellenlinien zeigen, worauf ich in dem angekündigten Aufsatze zurückzukommen gedenke. Jedenfalls ist das Verhalten des Rhombenfachwerkes einer näheren Beleuchtung wert, um so mehr als nun eine so hervorragende Ausführung vorliegt. Prof. Hartmann.

[1]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1919. — [2]) Ebenda 1923.

Erwiderung.

Ich bin mit Herrn Prof. Hartmann der Meinung, daß das Verhalten des Rhombenfachwerkes einer näheren Beleuchtung wert ist, wobei besonders die Frage der Nebenspannungen einer Klärung bedarf, die unter anderem durch theoretische Untersuchungen in Verbindung mit Messungen an der Weseler Brücke herbeigeführt werden soll. Wenn ich auch nicht annehme, daß Rhombenfachwerke immer günstig wirken müssen — man kann jedes Fachwerk, seiner Eigenart entsprechend, zweckmäßig und unzweckmäßig ausbilden —, so wende ich mich doch dagegen, eine ungünstige Nebenspannungswirkung bei diesem Fachwerk daraus abzuleiten, daß man die Nebenspannungen als Zusatzspannungen zu den Fachwerkspannungen ermittelt. Daß dieses Verfahren bei Rhombenfachwerken zu ganz falschen Ergebnissen führt, ist durch die Arbeit von Christiani an einem Sonderfall einwandfrei erwiesen, womit dieser Arbeit eine über diesen Sonderfall weit hinausgehende allgemeine Bedeutung zukommt. Daß durch große Steifheit der Gurtungen die Nebenspannungen gemindert werden, ist allgemein wohl nicht der Fall, im Gegenteil gilt bisher als Regel, die Gurtungen zur Vermeidung hoher Nebenspannungen niedrig, also schlank auszubilden. Die Sache dürfte so liegen, daß steife Gurtausbildung die Achsialspannungen ermäßigt, die Nebenspannungen aber erhöht; das Tragwerk entfernt sich mit zunehmender Steifheit der Gurtungen immer mehr vom Fachwerk und geht in ein Steifrahmengebilde über. Das Rhombenfachwerk aber unterscheidet sich in dieser Beziehung wesentlich vom Dreieckfachwerk. Schneidet man aus letzterem einen Gurtstab heraus, so erhält man bei Annahme reibungsloser Gelenke ein labiles Gebilde, das auch bei steifen Knoten nahezu labil bleibt; schneidet man aber aus dem Rhombenfachwerk einen Gurtstab heraus, so erhält man zwar bei reibungslosen Gelenken ein labiles Gebilde, bei steifer Ausbildung der Gurtungen und Streben, insbesondere bei Vernietung der Strebenkreuzungen jedoch ein durchaus noch tragfähiges Rahmengebilde. Es folgt daraus, daß der steifen Knotenausbildung beim Rhombenfachwerk eine ganz andere Bedeutung zukommt als beim Dreieckfachwerk. Aus diesem Grunde kann es auch richtig sein, beim Rhombenfachwerk im Gegensatze zur sonst üblichen Konstruktionspraxis, die Stäbe und Knoten möglichst steif auszubilden, um die aus der Fachwerkwirkung herrührende wellenförmige Biegungslinie, die natürlich Nebenspannungen bedingt, möglichst zu unterdrücken. Das ist bei der Weseler Brücke bewußt insbesondere durch recht steife Vernietung der Strebenkreuzungen geschehen. Die bei der Weseler Brücke bei Punktbelastung gemessene Wellenbildung ist übrigens so gering, daß diese Messung im wesentlichen die Ergebnisse der Untersuchungen Christianis nur bestätigen kann. Neuerdings an Ober- und Untergurtstäben der Weseler Brücke vorgenommene Nebenspannungsmessungen haben überaus günstige Ergebnisse gezeigt. Krabbe.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Dr. jur. Thost, bisher bei der R. B. D. Karlsruhe, zum R. B. A. Konstanz, Burger, Vorstand des Reichsbahn-Bauamts Lauda, als Vorstand zum Reichsbahn-Bauamt Villingen, Keim, Vorstand des Reichsbahn-Bauamts Villingen, zum Stoffamt der R. B. D. nach Karlsruhe, Rochlitz, Vertreter des Vorstandes des Reichsbahn-Bauamts Heidelberg 2, als Vorstand zum Reichsbahn-Bauamt Lauda, Braunwarth, bisher beim Brückenbureau der R. B. D. Karlsruhe, als Vertreter des Vorstands zum Reichsbahn-Bauamt Heidelberg 2, Petzold, bisher beim R. B. A. Gera, in den Bezirk der R. B. D. Berlin, Dr.-Ing. Feindler, bisher bei der R. B. D. Elberfeld, unter Belassung in seiner Beschäftigung bei der Hauptverwaltung zum R. Z. A. in Berlin, Dönges, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Brandenburg West, als Werkdirektor zum R. A. W. Niederschöneweide, Kurt Schulz, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Stargard (Pom.), als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Brandenburg West und Hans Günther, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Brandenburg West, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Schwerte, sowie der Reichsbahn-Baumeister Sturm, bisher beim R. M. A. Leipzig 2, zum R. Z. A. in Berlin.

Überwiesen: Reichsbahnrat Dr.-Ing. Diehl vom Stoffamt der R. B. D. Karlsruhe zum Brückenbureau der R. B. D. daselbst und der Reichsbahn-Baumeister Scherer von der R. B. D. Karlsruhe zum Reichsbahn-Bauamt Offenburg.

Beauftragt: Reichsbahnrat Meerkatz in Kassel mit der Wahrnehmung der Geschäfte eines Mitgliedes bei der dortigen R. B. D.

INHALT: Umbau der Eisenbahnbrücke über die Dievenow bei Wollin. — Die bayerischen Wasserkraftanlagen zu Beginn des Jahres 1927. — Normung des Schotters. — Das Brückenbauwesen der Staatseisenbahnen in der Sowjetunion. — Die Aufnahme von Tiefenplänen bei Modellversuchen. — Wasserstraßen im Odergebiet. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Geheimrat Krohn 75 Jahre alt. — Dr.-Ing. Bohny 60 Jahre alt. — Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel 50 Jahre alt. — Geheimrat Volk in den Ruhestand getreten. — 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (e. V.) — Zweites Ausbaujahr der bayerischen Staatsstraßen. — Hudson-Tunnel. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. (30) Einsturz einer Betonstützmauer. — Einsturz beim Zusammenbau einer Mississippi-Brücke. — Beitrag zur Berechnung gekrümmter Träger. — Meisterwerk neuzeitlicher Holzbautechnik. — Schienenunterlegplatten in Trapezform. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

Ende des Jahrgangs 1927.

UNIVERSITY OF ILLINOIS-URBANA
620.5BAU C001
DIE BAUTECHNIK$BER
5 1927
3 0112 007796185